

# توسعه‌ی منحنی شکنندگی برای قاب‌های بتن مسلح پیش‌ساخته با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و مقایسه‌ی آن با تحلیل دینامیکی فزاینده

روزبه طالب‌خواه (کارشناس ارشد)

علی‌اکبر یحیی‌آبادی\* (استادیار)

مهدی ادیبی (استادیار)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه بجنورد

مهندسی عمران تهریف، تابستان (۱۳۹۹)  
دور۱-۲، شماره‌ی ۲/۱، ص. ۱۴۰-۱۲۹

منحنی شکنندگی، احتمال خسارت سازه‌ی را به صورت تابعی از مشخصه‌های حرکت زمین و پارامترهای طراحی بیان می‌کند. در پژوهش حاضر، به منظور استخراج منحنی شکنندگی برای قاب‌های بتن مسلح پیش‌ساخته، یک مدل عددی برای اتصال‌ها در سیستم سازه‌ی ذکر شده براساس نتایج آزمایش‌های انجام شده بر روی نمونه‌های مشابه در سایر مطالعات توسعه داده شد. علاوه بر این، با توجه به گستردگی حجم محاسبه‌ها، در روش تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)، امکان استفاده از نتایج تحلیل استاتیکی پوش‌آور (SPO) برای استخراج منحنی‌های شکنندگی ارزیابی شد و نتایج نشان داد که در تمام سطوح آسیب و تمام سیستم‌های بررسی شده، روش SPO تقریب قابل قبولی از منحنی‌های شکنندگی ارائه می‌دهد. در مجموع، روش SPO احتمال آسیب را به صورت محافظه‌کارانه حدود ۱۲٪ بیشتر از روش IDA برآورد می‌کند. با افزایش ارتفاع سازه، آسیب‌پذیری سازه در تمام سطوح آسیب به ازاء یک سطح مشخص شدت زلزله افزایش می‌یابد. همچنین نتایج حاکی از آن است که برای یک ارتفاع مشخص، آسیب‌پذیری در قاب‌های پیش‌ساخته نسبت به قاب‌های خمشی افزایش یافته است.

**واژگان کلیدی:** منحنی شکنندگی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، قاب‌های بتن مسلح پیش‌ساخته، تحلیل دینامیکی فزاینده.

roztaleb@gmail.com  
a.yahyaabadi@ub.ac.ir  
m.adibi@ub.ac.ir

## ۱. مقدمه

روش‌های متنوعی برای ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ی ساختمان‌ها وجود دارد که از نظر هزینه و دقت متفاوت هستند. در این بین، استفاده از منحنی‌های شکنندگی که احتمال خسارت سازه‌ی را به عنوان تابعی از مشخصه‌های حرکت زمین و پارامترهای طراحی در نظر می‌گیرند، متداول تر است. به طور کلی می‌توان بیان کرد که منحنی‌های شکنندگی ابزار مفیدی برای برآورد خطر در زیرساخت‌های شهری است. منحنی‌های شکنندگی، احتمال خرابی برای هر یک از حالت‌های کم، متوسط، زیاد و کامل را برای سطوح مختلف شدت زلزله نمایش می‌دهند. در توسعه‌ی منحنی شکنندگی، سیستم باربر ساختمان از پارامترهای حائز اهمیت و تأثیرگذار است. قاب‌های خمشی پیش‌ساخته‌ی بتنی، یکی از سیستم‌های باربر جانبی هستند که به دلایلی نظیر

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۷/۷/۳۰، اصلاحیه ۱۳۹۷/۱۰/۹، پذیرش ۱۳۹۷/۱۰/۱۹.

DOI:10.24200/J30.2019.51924.2436

در مطالعه‌ی دیگری توسط کورکماز و کاراهان (۲۰۱۱)، تأثیر میانقاب‌ها در محاسبه‌ی توابع شکنندگی برای ساختمان‌های پیش‌ساخته‌ی صنعتی در کشور ترکیه بررسی و نتیجه‌گیری شده است که میانقاب‌های مصالح بتنی، سبب بهبود پاسخ لرزه‌ی ساختمان‌های پیش‌ساخته می‌شوند.<sup>[۱]</sup> کراتو و همکاران (۲۰۱۵) نیز به توسعه‌ی منحنی شکنندگی برای ساختمان‌های قاب خمشی بتنی پیش‌ساخته‌ی ایتالیایی پرداختند.<sup>[۲]</sup> همچنین آنز بابیچ و متیضا دلشک (۲۰۱۶) به توسعه‌ی

درجاریز شبیه است، لذا نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده برای قاب‌های پیش‌ساخته با قاب‌های خمشی مشابه نیز مقایسه شده است.

## ۲. معرفی مدل‌های مورد بررسی

سیستم سازه‌یی که در پژوهش حاضر بررسی شده است، از ستون‌های پیش‌ساخته دارای نشیمن کربل، سقف با هسته‌ی توخالی و تیرهای نیمه پیش‌ساخته که در کارخانه تولید می‌شوند، تشکیل شده است. قطعات ستون به‌صورت پیش‌ساخته و قطعات تیر و سقف به‌صورت نیمه پیش‌ساخته در محل کارگاه نصب می‌شوند. تمام اتصال‌ها در سقف‌های با هسته‌ی توخالی با یکدیگر و به تیرها و همچنین ناحیه‌ی فوقانی تیرهای نیمه پیش‌ساخته به‌صورت درجا در محل کارگاه بتن‌ریزی می‌شوند. در این مطالعه ساختمان‌های ۳ و ۵ طبقه که طبق دسته‌بندی دستورالعمل هازوس در گروه ساختمان‌های کوتاه مرتبه و میان مرتبه قرار می‌گیرند، بررسی شده است.<sup>[۱۳]</sup> مقاومت فشاری بتن ۲۵ مگاپاسکال و تنش تسلیم میلگردها ۴۰۰ مگاپاسکال بوده است. برای تعیین نیروی طراحی زلزله فرض شده است که سازه‌های موردنظر در منطقه با خطر نسبی زیاد با خاک نوع II مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران واقع شده‌اند.<sup>[۱۴]</sup> ضریب رفتار ( $R_w$ )، مدل‌ها با توجه به استفاده از سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتن‌آرمه‌ی متوسط، مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران برابر ۵ در نظر گرفته شده است. دیافراگم کف طبقات صلب بوده و محل اتصال ستون به زمین گیردار فرض شده است. مدل‌های سازه‌یی براساس ضوابط میحث نهم مقرارت ملی ساختمان طراحی شده‌اند.<sup>[۱۵]</sup> در تحلیل، ضریب کاهش ممان اینرسی برای تیرها و ستون‌های ترک‌خورده به ترتیب ۰/۳۵ و ۰/۷ در نظر گرفته شده و همچنین آثار P-Delta منظور شده است. در شکل‌های ۱ و ۲، ارتفاع طبقات و ابعاد دهانه‌ی تیرها و ابعاد تیرها و ستون‌ها به همراه جزئیات آرماتورگذاری ستون‌ها به ترتیب برای قاب‌های ۳ و ۵ طبقه نمایش داده شده است. همچنین در شکل ۳، جزئیات آرماتورگذاری تیرها برای دهانه‌های ۳۶۰ و ۶۰۰ سانتی‌متری مشاهده می‌شود.

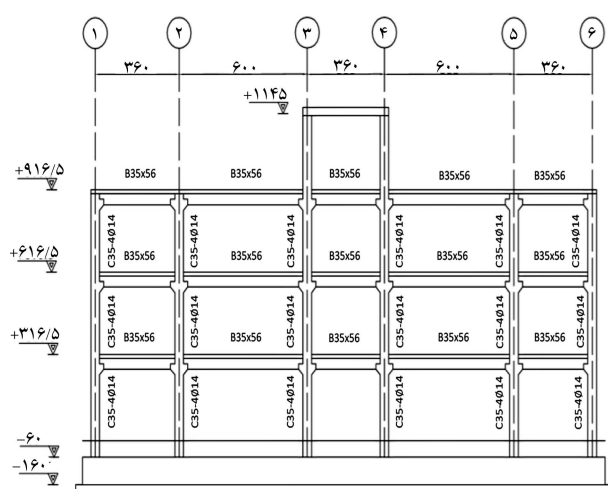
پس از طراحی سازه‌ها، به‌منظور انجام تحلیل‌های غیرخطی و ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌های مورد مطالعه، از نرم‌افزار OpenSees و از قاب‌های دوبعدی بالمان‌های غیرخطی تیر - ستون تغییرمکان بنیان با مقطع فایبر برای مدل‌سازی تیرها و ستون‌ها در نرم‌افزار مذکور استفاده شده است.<sup>[۱۶]</sup> اثر اتصال‌های پیش‌ساخته با

منحنی شکنندگی برای انواع قاب‌های پیش‌ساخته‌ی صنعتی پرداختند و منحنی‌های شکنندگی را براساس ویرایش‌های متفاوت آیین‌نامه‌ی طراحی ایتالیا (آیین‌نامه‌های لرزه‌یی مدرن و غیرمدرن) با درنظر گرفتن تأثیر میانقاب‌ها در گروه‌های متفاوت تقسیم‌بندی و منحنی‌های مختص به هر یک را ارائه کردند. لازم به ذکر است که آن‌ها از مدل‌سازی سه‌بعدی در نرم‌افزار OpenSees جهت انجام تحلیل‌های غیرخطی بهره گرفته‌اند.<sup>[۴]</sup> در یک مطالعه‌ی دیگر، ارکولینو و همکاران (۲۰۱۸)، به ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان‌های بتن مسلح پیش‌ساخته‌ی صنعتی براساس آیین‌نامه‌های لرزه‌یی جدید ایتالیایی پرداختند. ایشان ۴۰ ساختمان یک طبقه را به کمک تحلیل دینامیکی فزاینده بررسی و در توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی آثار ترک‌خوردگی و P-Delta را لحاظ کردند. و نتایج حاکی از آن بود که آثار P-Delta در آسیب‌پذیری ساختمان‌های بتنی ناچیز است.<sup>[۵]</sup>

همچنین زو و همکاران (۲۰۱۵)، به توسعه‌ی منحنی شکنندگی برای قاب‌های بتن مسلح پیش‌ساخته‌ی صنعتی تقویت شده با ورق‌های CFRP براساس نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده پرداختند و نتیجه گرفتند که استفاده از CFRP برای تقویت قاب‌های پیش‌ساخته به میزان قابل توجهی آسیب‌پذیری لرزه‌یی را کاهش می‌دهد.<sup>[۶]</sup> فرزام و همکاران (۲۰۱۶)، نیز ضمن بررسی عملکرد لرزه‌یی ساختمان‌های دارای دیوارهای باربر پیش‌ساخته در ابعاد بزرگ منحنی‌های شکنندگی را برای سیستم سازه‌یی مذکور پیشنهاد دادند. ایشان همچنین در استخراج منحنی‌های شکنندگی، تأثیر عملکرد انواع اتصال پانل‌ها در احتمال آسیب ساختمان‌های مذکور را بررسی کرده‌اند.<sup>[۷]</sup>

با توجه به حجم بالای محاسبات موردنیاز در استخراج منحنی‌های شکنندگی براساس نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده، پژوهشگران تلاش کرده‌اند از نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بدین منظور استفاده کنند.<sup>[۸]</sup> در سال ۲۰۱۷، بالتزوپلوس و همکاران نرم‌افزاری با عنوان SPO2FRAG برای محاسبه‌ی منحنی‌های شکنندگی لرزه‌یی ساختمان‌ها با استفاده از نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی معرفی کرده‌اند. نرم‌افزار SPO2FRAG بر مبنای الگوریتم SPO2IDA، نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده را با درنظر گرفتن سازه‌ی موردنظر به‌صورت یک سیستم یک درجه آزادی برآورد می‌کند. مزیت استفاده از الگوریتم SPO2IDA، ارائه‌ی تقریب قابل قبول از نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده و کاهش زمان ترسیم منحنی‌های شکنندگی برای قاب‌های بتنی و فولادی است.<sup>[۹]</sup>

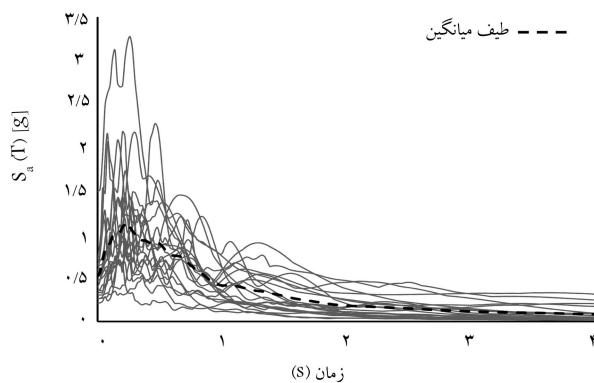
با توجه به استفاده از سیستم‌های پیش‌ساخته‌ی بتنی در مناطق لرزه‌یی کشور، ضرورت انجام مطالعات تکمیلی برای توسعه‌ی منحنی شکنندگی برای سیستم سازه‌یی مذکور احساس می‌شود. تجربه‌ی زلزله‌های اخیر از جمله زلزله‌ی ۲۳ اردیبهشت ۱۳۹۶ در شهر بجنورد حاکی از آن است که نقش اتصال‌های تیر به ستون در ساختمان‌های پیش‌ساخته در عملکرد لرزه‌یی آن‌ها تعیین کننده است.<sup>[۱۰]</sup> لذا در پژوهش حاضر، یک مدل مناسب برای مدل‌سازی اتصال‌ها در ساختمان‌های پیش‌ساخته براساس نتایج آزمایش‌های منتشر شده در سایر مطالعات پیشنهاد شده است.<sup>[۱۱، ۱۲]</sup> سپس، با درنظر گرفتن رفتار غیرخطی اتصال‌های تیر به ستون در مدل‌سازی، منحنی شکنندگی برای سیستم قاب خمشی پیش‌ساخته‌ی بتنی پیشنهاد شده است. علاوه بر این، امکان استفاده از نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی در توسعه‌ی منحنی شکنندگی برای قاب‌های پیش‌ساخته بر پایه‌ی الگوریتم 2IDA SPO بررسی می‌شود. به منظور ارزیابی دقت الگوریتم SPO2IDA، از نتایج تحلیل‌های دینامیکی فزاینده (IDA) تحت مجموعه‌ی ۲۰ تایی از شتاب نگاشت‌ها که در ساختگاه با خاک نوع II ثبت شده‌اند، استفاده شده است. با توجه به اینکه رفتار و جزئیات اجرایی اتصال‌های پیش‌ساخته، تا حدی به اتصال‌های صلب و



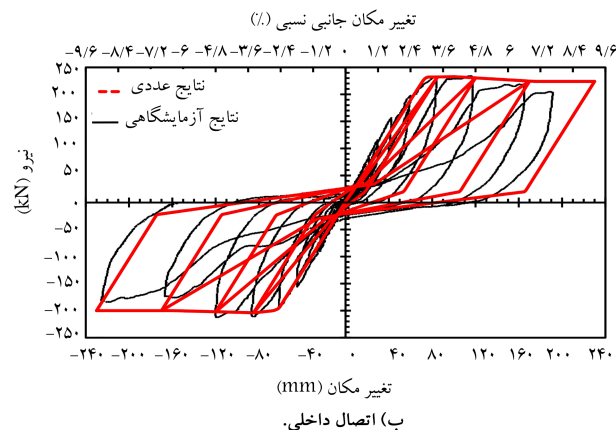
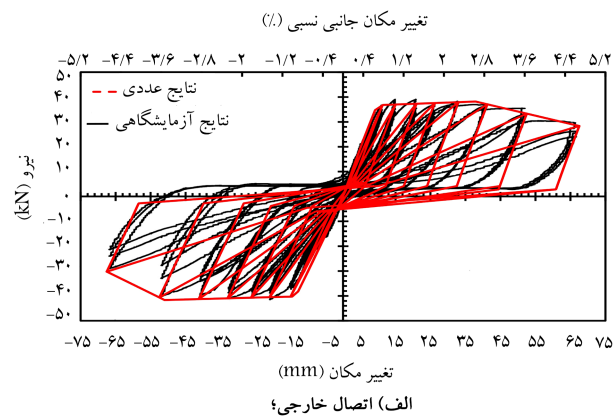
شکل ۱. ابعاد و جزئیات میلگرد گذاری مقاطع ستون قاب ۳ طبقه.







شکل ۹. طیف شبه شتاب مجموعه‌ی رکوردهای انتخابی در میرایی ۵٪.



شکل ۸. مقایسه‌ی منحنی هیستریزیس نیرو - تغییر مکان نمونه‌های آزمایشگاهی، [۱۱] و نمونه‌ی عددی.

جدول ۳. مقدار متوسط حالت حدی بیشینه‌ی تغییر مکان جانبی نسبی در دستورالعمل هازوس برای انواع حالت‌های خرابی. [۱۳]

تعداد طبقات	حالت‌های آسیب سازه‌یی			
	کم	متوسط	زیاد	کامل
۳ طبقه	۰/۰۰۴	۰/۰۰۷	۰/۰۱۹	۰/۰۵۳
۵ طبقه	۰/۰۰۲۶	۰/۰۰۴۶	۰/۰۱۲	۰/۰۳۵

#### ۴. تعیین شاخص خرابی و محدوده‌ی شکست

برای ایجاد منحنی‌های شکنندگی، استفاده از یک شاخص مناسب برای تعریف سطوح خرابی ضروری است. در پژوهش حاضر، از شاخص بیشینه‌ی تغییر مکان نسبی بین طبقه‌یی استفاده شده است، زیرا شاخص مذکور به خوبی با آسیب‌های سازه‌یی و غیرسازه‌یی مرتبط است. در آیین‌نامه‌های مختلف لرزه‌یی، تعریف آسیب‌پذیری ساختمان‌ها بر حسب شاخص بیشینه‌ی تغییر مکان نسبی در سطوح مختلف آسیب از عدم خرابی تا فروریختگی کامل ارائه شده است. در مطالعه‌ی حاضر، از دستورالعمل هازوس بدین منظور استفاده شده است. در دستورالعمل هازوس، چهار سطح آسیب کم، متوسط، زیاد، و کامل برای ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌یی ساختمان‌ها تعریف شده است. سطوح اشاره شده، بر حسب معیار بیشینه‌ی تغییر مکان نسبی بین طبقه‌یی به ترتیب برای سازه‌های ۳ و ۵ طبقه در جدول ۳ ارائه شده است. [۱۳]

#### ۶. تحلیل دینامیکی فزاینده

تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده، شامل تحلیل‌های تاریخی‌چهی زمانی غیرخطی سازه تحت یک رکورد در سطوح مختلف شدت است. در روش تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده، یک شتاب‌نگاشت تحت ضرایب مقیاس مختلف قرار می‌گیرد و بیشینه‌ی پاسخ سازه به ازاء هر یک از ضرایب مقیاس از تحلیل تاریخی‌چهی زمانی غیرخطی محاسبه می‌شود تا محدوده رفتار خطی، غیرخطی و در نهایت فروریزش سازه را تحت پوشش قرار دهد. برترو (۱۹۷۷)، اولین فردی بود که مفهوم مقیاس کردن بارگذاری لرزه‌یی را مطرح کرد. [۲۰] کرنل و همکاران نیز از سال ۱۹۹۴ به بعد، به تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده در تخمین عملکرد لرزه‌یی سازه‌های بتنی و

جدول ۴. مجموعه‌ی رکوردهای استفاده شده در پژوهش حاضر (اقتباس از مرجع).<sup>[۱۹]</sup>

مجموعه رکوردهای حوزه‌ی دور						
شماره	زلزله	سال	نام ایستگاه	M	R(KM)	$Vs^r(m/s^r)$
۱	Hector Mine	۱۹۹۹	Hector	۷٫۱	۱۱٫۷	۶۸۵
۲	Kobe, Japan	۱۹۹۵	Nishi-Akashi	۶٫۹	۷٫۱	۶۰۹
۳	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	Arcelik	۷٫۵	۱۳٫۵	۵۲۳
۴	Manjil, Iran	۱۹۹۰	Abbar	۷٫۴	۱۲٫۶	۷۲۴
۵	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	TCU۰۴۵	۷٫۶	۲۶٫۰	۷۰۵
۶	Friuli, Italy	۱۹۷۶	Tolmezzo	۶٫۵	۱۵٫۸	۴۲۵
۷	Tabas	۱۹۷۸	Deyhook	۷٫۴	۱۳٫۹	۴۷۱
۸	Whittier Narrows-۰۱	۱۹۸۷	San Gabriel-E Grand Av	۵٫۹	۱۵٫۲	۴۰۱
۹	Parkfield	۱۹۶۶	Temblor Pre۱۹۶۹	۶٫۱	۱۵٫۹	۵۲۸
۱۰	Victoria, Mexico	۱۹۸۰	Cerro Prieto	۶٫۳	۱۴٫۳	۴۷۲
مجموعه رکوردهای حوزه‌ی نزدیک (با در نظر گرفتن اثر پالس)						
۱۱	Cape Mendocino	۱۹۹۲	Petrolia	۰٫۷	۸٫۲	۷۱۳
۱۲	Landers	۱۹۹۲	Lucerne	۷٫۳	۲٫۲	۶۸۵
۱۳	Northridge-۰۱	۱۹۹۴	Sylmar - Olive View	۵٫۳	۹٫۰	۴۴۱
۱۴	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۷۸	TCU۱۰۲	۷٫۶	۷٫۷	۷۱۴
۱۵	Bam	۲۰۰۳	Bam	۶٫۵	۰٫۰	۴۸۷
مجموعه رکوردهای حوزه‌ی نزدیک (بدون در نظر گرفتن اثر پالس)						
۱۶	Gazli, USSR	۱۹۷۶	Karakyr	۶٫۸	۵٫۵	۶۶۰
۱۷	Nahanni, Canada	۱۹۸۵	Site۲	۶٫۸	۴٫۹	۶۶۰
۱۸	Loma Prieta	۱۹۸۹	Corralitos	۶٫۹	۳٫۹	۴۶۲
۱۹	Cape Mendocino	۱۹۹۲	Cape Mendocino	۷٫۰	۷٫۰	۵۱۴
۲۰	Silakhor	۲۰۰۶	Chalan Choolan	۵٫۹	۹٫۰	۴۲۸

۲. کاهش شیب نمودار IDA به ۲۰٪ شیب اولیه (شیب ناحیه‌ی خطی نمودار IDA).

۳. همگرا نشدن تحلیل دینامیکی غیرخطی یا به تعبیری ناپایداری دینامیکی. منحنی‌های رفتاری قاب‌های مورد مطالعه تحت ۲۰ شتاب نگاشت انتخاب شده با استفاده از روش IDA در شکل ۱۰ مشاهده می‌شوند که مطابق آن، علاوه بر منحنی‌های IDA برای ۲۰ رکورد انتخابی، چندک‌های ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ به دو روش IDA و SPO نیز ترسیم شده است. به منظور رسم نمودارهای خلاصه شده‌ی IDA، ابتدا چندک‌های ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ مقادیر شتاب‌های طیفی در مود اول با توجه به نتایج تحلیل IDA در ۵ دریف‌ت مختلف ( $\theta_{max}$ ) محاسبه شدند. سپس با گذراندن نمودار از ۵ نقطه‌ی حاصله، نمودارهای خلاصه شده‌ی IDA تعیین شدند. لازم به ذکر است از همین ۵ نقطه در محاسبه چندک‌ها در روش SPO استفاده شد.

## ۲.۶. دسته‌ی منحنی‌های خلاصه شده‌ی IDA براساس روش تحلیل استاتیکی غیرخطی

با توجه به اینکه تحلیل IDA برای یک سازه، نیازمند محاسبات گسترده‌ی است، پژوهشگران تلاش کرده‌اند که روش تقریبی ساده‌تری را برای به دست آوردن منحنی IDA پیشنهاد دهند. طبیعت افزایش بارگذاری در هر دو روش IDA و استاتیکی پوش‌آور (SPO)، این تفکر را در ذهن پژوهشگران به وجود آورد که می‌توان بین

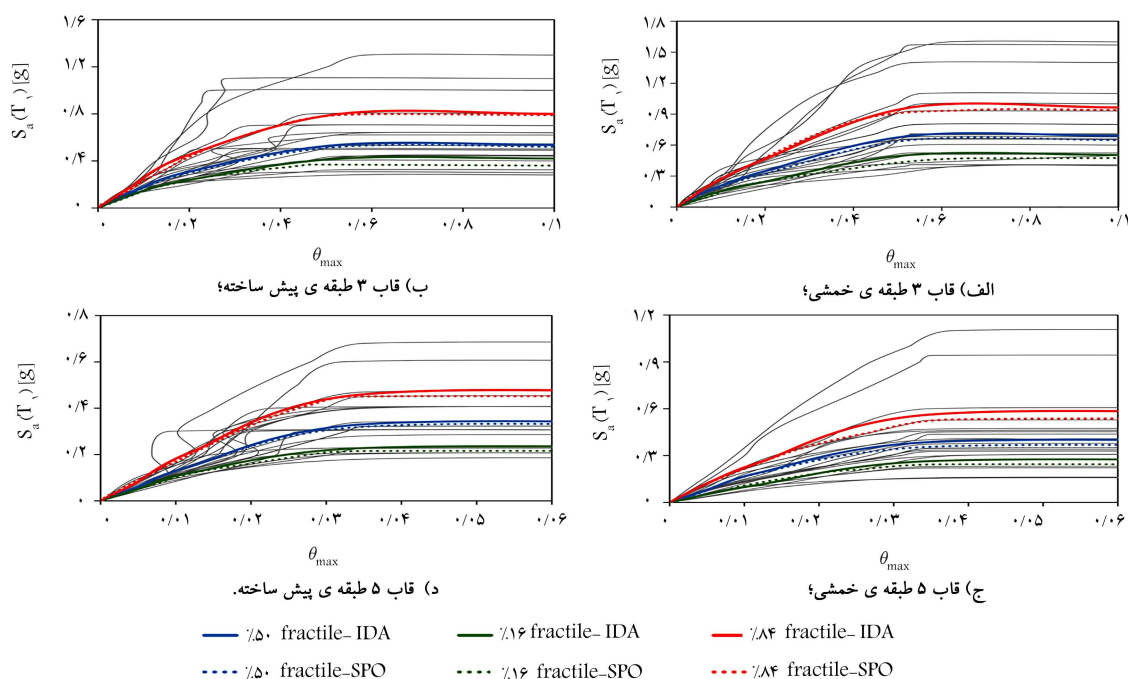
فولادی تحت بارهای لرزه‌ی پرداختند. در پژوهش‌های اخیر، به اصول و مفاهیم بنیادی روش IDA نظیر روش خلاصه کردن منحنی‌ها و معیارهای فروریزش پرداخته شده است.<sup>[۲۱-۲۵]</sup>

از شبه شتاب طیفی در مود اول سازه، معمولاً به عنوان شاخص شدت برای مقیاس کردن رکوردها در IDA استفاده می‌شود، چون نتایج مربوط به تحلیل خطر لرزه‌ی برای این شاخص شدت در مناطق مختلف در دسترس است. شایان ذکر است استفاده از این شاخص، برای ارزیابی رفتار لرزه‌ی ساختمان‌های بلندمرتبه، کارایی و کفایت لازم را ندارد.<sup>[۲۶-۲۷]</sup> بنابراین، با توجه به ارتفاع مدل‌های سازه‌ی در پژوهش حاضر که در محدوده‌ی ساختمان‌های کوتاه‌مرتبه و میان‌مرتبه قرار می‌گیرند، از شبه شتاب طیفی در مود اول سازه برای محاسبه‌ی شدت زلزله استفاده شده است.

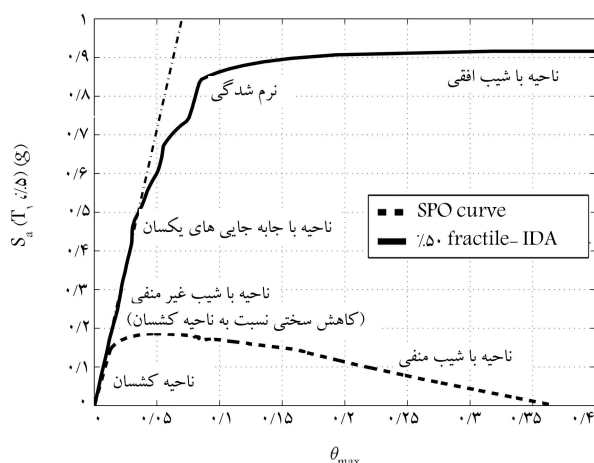
## ۱.۶. دسته‌ی منحنی‌های IDA محاسبه شده

برای انجام تحلیل دینامیکی فزاینده‌ی قاب‌های بتن مسلح پیش‌ساخته و همچنین قاب‌های خمشی مشابه، شتاب طیفی مود اول رکوردهای اعمال شده به سازه از  $g/۰٫۱$  تا خرابی کامل (آستانه‌ی فروریزش) با گام‌های  $g/۰٫۱$  مقیاس شدند. سپس با تحلیل سازه در هر گام توسط نرم‌افزار OpenSees، منحنی‌های IDA ترسیم شدند. منظور از خرابی کامل در تحلیل IDA، وقوع یکی از این حالت‌هاست:

۱. رسیدن به بیشینه‌ی تغییر مکان جانبی نسبی ارائه شده برای حالت آسیب خرابی کامل در جدول ۳.



شکل ۱۰. منحنی‌های تحلیل دینامیکی فزاینده برای قاب‌های ۳ و ۵ طبقه به همراه مقایسه‌ی تخمین SPO از چندک‌های ۱۶٪، ۵۰٪، ۸۴٪ با تخمین‌های حاصل از محاسبات آماری نمودارهای IDA.



شکل ۱۱. منحنی‌های IDA و پوش‌آور برای یک قاب خمشی ۲۰ طبقه. [۱۸]

به منظور استخراج منحنی‌های پوش‌آور، قاب‌های ۳ و ۵ طبقه‌ی پیش‌ساخته و خمشی تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون) با الگوی بار جانبی مثلثی قرار گرفتند. برای مدل‌سازی و تحلیل از نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است. در شکل ۱۲، نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی برای قاب‌های ۳ و ۵ طبقه‌ی پیش‌ساخته و همچنین قاب خمشی مشابه آن مشاهده می‌شود. قابل رؤیت است که بیشینه‌ی ظرفیت باربری قاب‌های پیش‌ساخته کمتر از قاب‌های خمشی مشابه است. کاهش ایجاد شده در قاب‌های ۳ و ۵ طبقه به ترتیب ۲٪ و ۱۸٪ است.

سپس با استفاده از نتایج تحلیل پوش‌آور قاب‌های ۳ و ۵ طبقه در شکل ۱۲، منحنی‌های خلاصه شده IDA توسط SPO۲FRAG تولید شدند. دسته‌ی منحنی‌های خلاصه شده IDA که براساس نتایج تحلیل پوش‌آور تولید شده‌اند، در شکل ۱۰ مشاهده می‌شود که مطابق آن با استفاده از روش SPO می‌توان با

منحنی‌های IDA و SPO برای یک سازه‌ی مشخص ارتباط منطقی برقرار کرد و از این مهم در بررسی رفتار سازه بهره برد. پژوهشگران با مطالعه‌ی رفتار هر دو منحنی IDA و SPO، تخمین منحنی‌های IDA برحسب نتایج SPO را ممکن کرده‌اند. مطابق شکل ۱۱، می‌توان ارتباطی به این شرح را بین منحنی‌های IDA و SPO برقرار کرد:

- از نظر ساختاری ناحیه‌ی کشسان در منحنی SPO، با منحنی IDA تطابق خوبی دارد، تا جایی که نقطه‌ی شروع رفتار غیرخطی تقریباً در هر دو منحنی IDA در مقادیر یکسان از شاخص شدت و شاخص آسیب اتفاق افتاده است.
- برای سازه‌ها با دوره‌ی تناوب متوسط، ناحیه‌ی که در آن سختی منحنی SPO کاهش می‌یابد، تناسب خوبی با منطقه‌ی از منحنی IDA دارد که در آن جابه‌جایی‌های یکسان رخ می‌دهد. ناحیه‌ی مذکور پس از حالت کشسان سازه قرار دارد و شیب آن نزدیک به ناحیه‌ی کشسان است. رفتار ساختمان‌هایی که دوره‌های تناوب کمتر دارند، در ناحیه‌ی اخیر نرم‌تر است.
- شیب منفی بر روی منحنی SPO مشابه ناحیه‌ی از منحنی IDA است که شیبی کمتر از حالت کشسان دارد و به سمت فروریزش پیش می‌رود.
- هر قسمتی از منحنی SPO که شیب منفی دارد، نشانگر یک کاهش مقاومت بزرگ در سازه قبل از فروریزش کلی آن است. منطقه‌ی ذکر شده بر روی منحنی IDA به صورت ناحیه‌ی جابه‌جایی‌های ثابت با شیب افقی یا شیب کمتر از حالت کشسان تشخیص داده می‌شود. [۸]

بر همین اساس، بالتزوپلوس و همکاران (۲۰۱۷)، نرم‌افزاری با عنوان SPO۲FRAG تولید کرده‌اند که قادر است بدون نیاز به انجام تحلیل‌های زمان‌بر دینامیکی فزاینده، منحنی‌های IDA را براساس نتایج تحلیل پوش‌آور و پارامترهای سیستم یک درجه آزادی معادل (که براساس مشخصات ساختمان موردنظر معرفی می‌شود) تخمین بزنند. [۱۹]



سایر عدم قطعیت‌ها نظیر عدم قطعیت مصالح و مدل نیز در محاسبه‌ی عدم قطعیت در رابطه‌ی ۲ لحاظ شود.<sup>[۱۹]</sup>

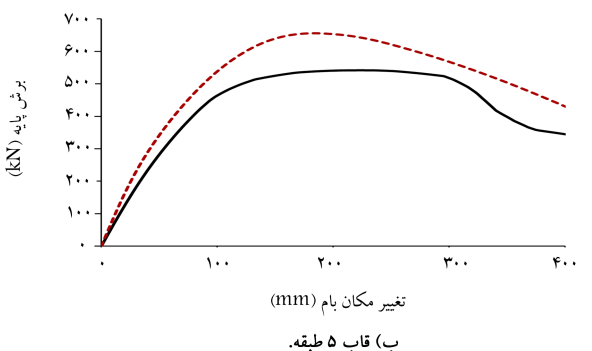
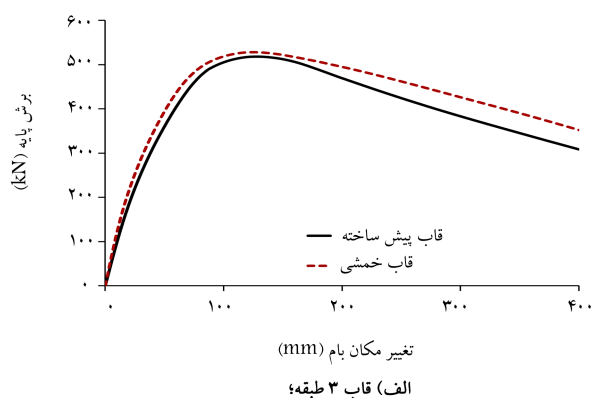
در شکل‌های ۱۳ الی ۱۶ می‌توان منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مذکور برای ۴ حالت خرابی کم، متوسط، شدید و کامل را که به کمک نتایج تحلیل IDA و همچنین تحلیل پاش‌آور (SPO) ترسیم شده‌اند، برای قاب‌های ۳ و ۵ طبقه به تفکیک مشاهده کرد. از مطالعه‌ی نمودارهای نمایش داده شده در شکل‌های اخیر، این نتایج حاصل شده است:

- در تمام سطوح آسیب و تمام سیستم‌های بررسی شده، روش SPO تقریب قابل قبولی از منحنی‌های شکنندگی ارائه می‌دهد. در مجموع روش SPO احتمال آسیب را به صورت محافظه‌کارانه حدود ۱۲٪ بیشتر از واقعیت برآورد می‌کند. تخمین منحنی شکنندگی در سطح آسیب خرابی کامل، دقت بهتری نسبت به سایر موارد دارد. دستیابی به سطح اخیر از دقت در تخمین منحنی‌های شکنندگی با استفاده از روش SPO، در صورتی که تلاش محاسباتی بسیار کمتر آن در مقایسه با تحلیل‌های دینامیکی فزاینده مدنظر قرار گیرد، حائز اهمیت خواهد بود.
- مطابق شکل ۱۳ الف، احتمال وقوع خرابی کم در شتاب طیفی  $0.1g$  برای قاب‌های خمشی و پیش‌ساخته‌ی ۳ طبقه براساس روش IDA به ترتیب برابر با ۵۰٪ و ۶۸٪ است، که در صورت استفاده از روش SPO به صورت محافظه‌کارانه به مقادیر ۶۳٪ و ۸۶٪ افزایش می‌یابد. در مجموع روش SPO در قاب ۳ طبقه، احتمال فراگذشت از حالت آسیب کم را به طور متوسط ۱۷٪ محافظه‌کارانه برآورد می‌کند. مقدار متوسط خطای تخمین احتمال به روش SPO نسبت به روش IDA در محدوده‌ی میانگین به علاوه و منهای یک انحراف معیار منحنی شکنندگی محاسبه شده است. بدین منظور مقادیر شتاب طیفی که منجر به احتمال ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ آسیب در هر یک از قاب‌های ۳ طبقه‌ی خمشی و پیش‌ساخته به روش IDA می‌شود، محاسبه شده است. سپس مقادیر احتمال آسیب در شتاب‌های طیفی مذکور به روش SPO نیز محاسبه شد. در نهایت، با توجه به مقادیر احتمال حاصل از روش SPO در هر شدت در مقایسه با مقادیر متناظر در روش IDA، متوسط خطاها محاسبه شدند.

- مطابق شکل ۱۳ ب، احتمال وقوع خرابی کم در شتاب طیفی  $0.4g$  برای قاب‌های خمشی و پیش‌ساخته‌ی ۵ طبقه براساس روش IDA به ترتیب برابر با ۵۰٪ و ۸۴٪ است، که در صورت استفاده از روش SPO به صورت محافظه‌کارانه به مقادیر ۶۷٪ و ۸۵٪ افزایش می‌یابد. در مجموع روش SPO در قاب ۵ طبقه، احتمال فراگذشت از حالت آسیب کم را به طور متوسط ۱۰٪ محافظه‌کارانه برآورد می‌کند.

- مطابق شکل ۱۴ الف، احتمال وقوع خرابی متوسط در شتاب طیفی  $0.16g$  برای قاب‌های خمشی و پیش‌ساخته‌ی ۳ طبقه براساس روش IDA به ترتیب برابر با ۵۰٪ و ۵۶٪ است که در صورت استفاده از روش SPO به صورت محافظه‌کارانه به مقادیر ۵۴٪ و ۷۴٪ افزایش می‌یابد. در مجموع روش SPO در قاب ۳ طبقه، احتمال فراگذشت از حالت آسیب متوسط را به طور متوسط ۳۳٪ محافظه‌کارانه برآورد می‌کند.

- مطابق شکل ۱۴ ب، احتمال وقوع خرابی متوسط در شتاب طیفی  $0.23g$  برای قاب‌های خمشی و پیش‌ساخته‌ی ۵ طبقه براساس روش IDA به ترتیب برابر با ۵۰٪ و ۸۱٪ است که در صورت استفاده از روش SPO به صورت محافظه‌کارانه به مقادیر ۶۰٪ و ۹۰٪ افزایش می‌یابد. در مجموع روش SPO در قاب ۵ طبقه،



شکل ۱۲. نمودار برش پایه در مقابل تغییر مکان بام.

خطایی کمتر از ۱۵٪ چندک‌های ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ از منحنی‌های IDA را برآورد کرد. به عنوان مثال، اختلاف بین روش IDA و SPO در قاب ۳ طبقه‌ی پیش‌ساخته در برآورد چندک‌های ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ به ترتیب برابر ۱۳٪، ۲٪ و ۲٪ است. این اختلاف در قاب ۵ طبقه‌ی پیش‌ساخته به ترتیب ۶٪، ۴٪ و ۳٪ بوده است.

## ۷. ترسیم منحنی‌های شکنندگی

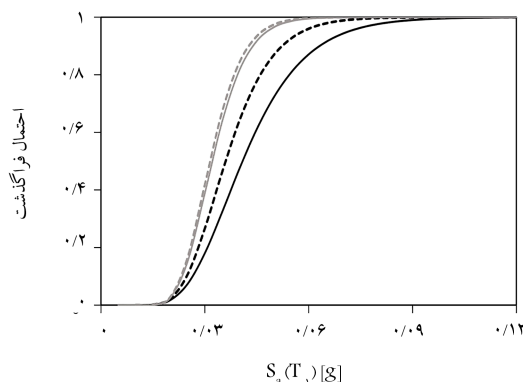
منحنی‌های شکنندگی، احتمال فراگذشت پاسخ سازه از حد مجاز عملکردی را در شدت‌های متفاوت زمین‌لرزه بیان می‌کنند. یک نقطه بر روی منحنی شکنندگی، نشان‌دهنده‌ی احتمال تجاوز آسیب سازه تحت یک زلزله با شدت مشخص از حالت خاصی از خسارت است. منحنی شکنندگی برای هر حالت آسیب را می‌توان از انطباق یک توزیع لوگ نرمال بر مقادیر شاخص شدت حرکات زمین که منجر به حالت آسیب موردنظر می‌شوند، بیان کرد (رابطه‌ی ۲).

$$P[LS|IM = ST] = \phi \left( \frac{\ln(ST) - \hat{\mu}_{\ln(SC_T)}}{\hat{\sigma}_{\ln(SC_T)}} \right) \quad (2)$$

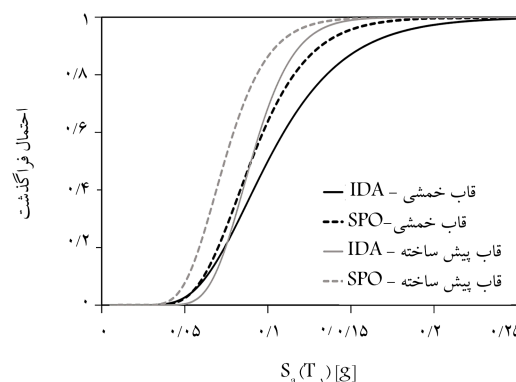
که در آن،  $P$  تابع احتمال،  $LS$  حالت حدی یا حالت آسیب موردنظر و  $IM$  شاخص شدت زمین‌لرزه را نشان می‌دهد. پارامتر  $ST$  بیانگر مقدار شتاب طیفی است که احتمال آسیب سازه برای آن محاسبه می‌شود.  $\hat{\mu}_{\ln(SC_T)}$  و  $\hat{\sigma}_{\ln(SC_T)}$  به ترتیب تخمین مقدار میانگین و انحراف معیار لگاریتم مقادیر شتاب طیفی است که منجر به حالت آسیب موردنظر شده‌اند.<sup>[۲۸]</sup> این مقادیر براساس نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده‌ی قاب‌ها تحت ۲۰ رکورد انتخابی برای هر حالت آسیب محاسبه شده‌اند.

در مطالعه‌ی حاضر، منحنی‌های شکنندگی طبق رابطه‌ی ۲ و فقط با درنظر گرفتن عدم قطعیت رکورد به رکورد محاسبه شده است. لذا تعمیم منحنی‌های شکنندگی حاصل از مطالعه‌ی حاضر به ساختمان‌های مشابه مستلزم آن است که



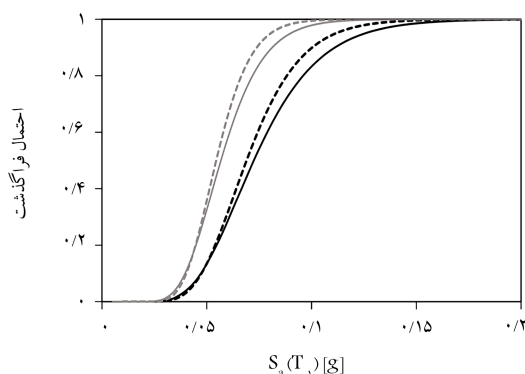


ب) قاب ۵ طبقه.

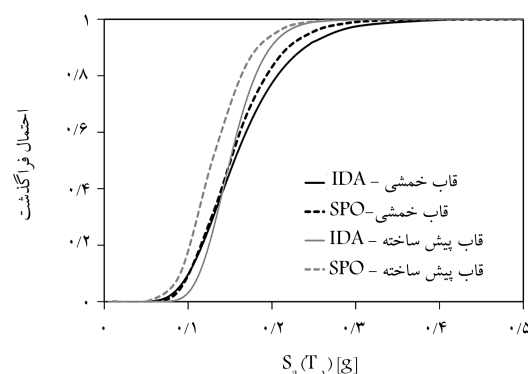


الف) قاب ۳ طبقه؛

شکل ۱۳. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی حاصل از دو روش تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) و تحلیل پوش‌آور (SPO) برای قاب‌های خمشی و قاب‌های پیش‌ساخته برای حالت آسیب کم.



ب) قاب ۵ طبقه.



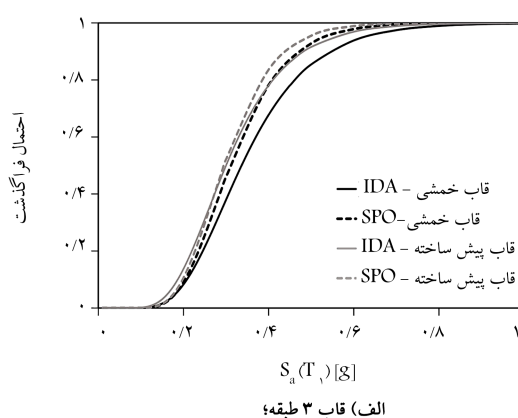
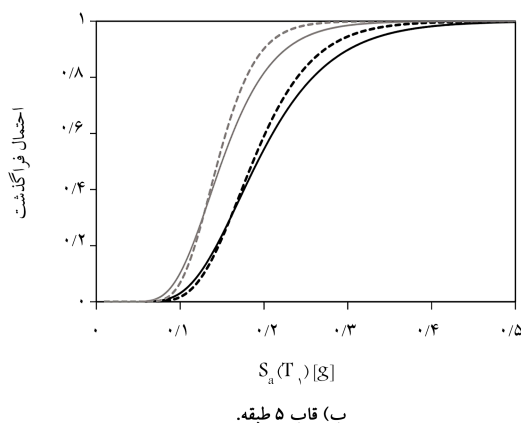
الف) قاب ۳ طبقه؛

شکل ۱۴. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی حاصل از دو روش تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) و تحلیل پوش‌آور (SPO) برای قاب‌های خمشی و قاب‌های پیش‌ساخته برای حالت آسیب متوسط.

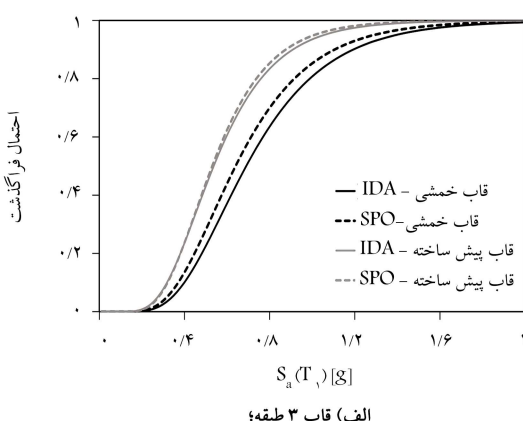
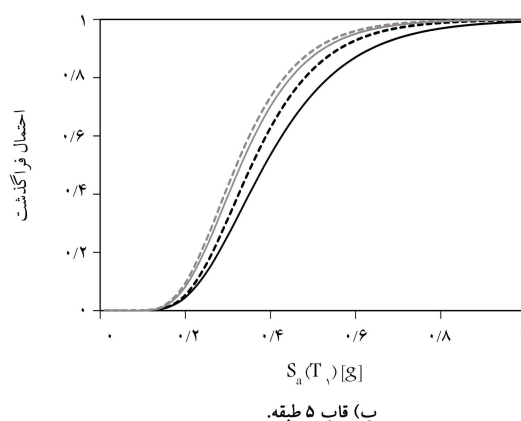
احتمال فراگذشت از حالت آسیب کامل را به طور متوسط ۹٪ محافظه‌کارانه برآورد می‌کند.

احتمال فراگذشت از حالت آسیب متوسط را به طور متوسط ۸٪ محافظه‌کارانه برآورد می‌کند.

- مطابق شکل ۱۵ الف، احتمال وقوع خرابی زیاد در شتاب طیفی  $0.34g$  برای قاب‌های خمشی و پیش‌ساخته‌ی ۳ طبقه براساس روش IDA به ترتیب برابر با ۵۰٪ و ۶۲٪ است که در صورت استفاده از روش SPO، به صورت محافظه‌کارانه به مقادیر ۵۴٪ و ۶۴٪ افزایش می‌یابد. در مجموع روش SPO در قاب ۳ طبقه، احتمال فراگذشت از حالت آسیب زیاد را به طور متوسط ۸٪ محافظه‌کارانه برآورد می‌کند.
- مطابق شکل ۱۵ ب، احتمال وقوع خرابی زیاد در شتاب طیفی  $0.19g$  برای قاب‌های خمشی و پیش‌ساخته‌ی ۵ طبقه براساس روش IDA به ترتیب برابر با ۵۰٪ و ۷۸٪ است که در صورت استفاده از روش SPO، به صورت محافظه‌کارانه به مقادیر ۵۹٪ و ۸۶٪ افزایش می‌یابد. در مجموع روش SPO در قاب ۵ طبقه، احتمال فراگذشت از حالت آسیب زیاد را به طور متوسط ۳٪ محافظه‌کارانه برآورد می‌کند.
- مطابق شکل ۱۶ الف، احتمال وقوع خرابی کامل در شتاب طیفی  $0.69g$  برای قاب‌های خمشی و پیش‌ساخته‌ی ۳ طبقه براساس روش IDA به ترتیب برابر با ۵۰٪ و ۷۳٪ است که در صورت استفاده از روش SPO، به صورت محافظه‌کارانه به مقادیر ۵۷٪ و ۷۴٪ افزایش می‌یابد. در مجموع روش SPO در قاب ۳ طبقه،
- مطابق شکل ۱۶ ب، احتمال وقوع خرابی کامل در شتاب طیفی  $0.39g$  برای قاب‌های خمشی و پیش‌ساخته‌ی ۵ طبقه براساس روش IDA به ترتیب برابر با ۵۰٪ و ۶۷٪ است که در صورت استفاده از روش SPO، به صورت محافظه‌کارانه به مقادیر ۶۰٪ و ۶۸٪ افزایش می‌یابد. در مجموع روش SPO در قاب ۵ طبقه، احتمال فراگذشت از حالت آسیب کامل را به طور متوسط ۸٪ محافظه‌کارانه برآورد می‌کند.
- مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی نشان می‌دهد که با افزایش ارتفاع سازه، آسیب‌پذیری سازه در چهار سطح خرابی کم، متوسط، شدید و کامل افزایش می‌یابد. به عنوان نمونه، براساس نتایج تحلیل IDA می‌توان بیان کرد که احتمال خرابی کامل قاب‌های ۳ و ۵ طبقه‌ی پیش‌ساخته‌ی بتنی در زلزله‌ی طرح به ترتیب برابر ۵۶٪ و ۶۳٪ است. مقدار شدت زلزله‌ی طرح با توجه به شاخص شدت شبه شتاب طیفی در مود اول در منطقه با خطر نسبی زیاد برای خاک نوع II مطابق طیف طراحی استاندارد ۲۸۰۰ ایران به دست آمده است. شبه شتاب طیفی در مود اول برای قاب‌های ۳ و ۵ طبقه‌ی پیش‌ساخته مطابق طیف طراحی و با توجه به مقادیر دوری تناوب مود اول قاب‌های مذکور که در جدول ۱ ارائه شده است، به ترتیب برابر با  $0.57g$  و  $0.38g$  است.



شکل ۱۵. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی حاصل از دو روش تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) و تحلیل پوش‌آور (SPO) برای قاب‌های خمشی و قاب‌های پیش‌ساخته برای حالت آسیب شدید.



شکل ۱۶. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی حاصل از دو روش تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) و تحلیل پوش‌آور (SPO) برای قاب‌های خمشی و قاب‌های پیش‌ساخته برای حالت آسیب کامل.

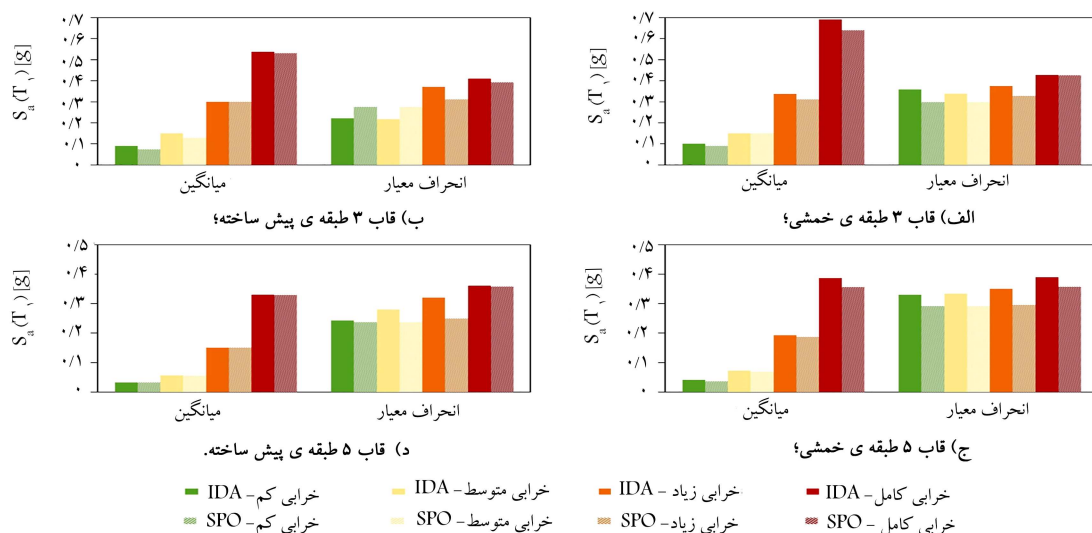
شکل ۱۷ نشان می‌دهد که اختلاف مقادیر حاصل از تحلیل‌های IDA و SPO به کمتر از ۳٪ محدود می‌شود.

## ۸. نتایج

منحنی‌های شکنندگی برای قاب‌های خمشی بتنی درجا و پیش‌ساخته به دو روش تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی فزاینده (IDA) و تحلیل استاتیکی پوش‌آور (SPO) استخراج شدند. به منظور مدل‌سازی دقیق رفتار لرزه‌ی قاب‌های پیش‌ساخته، یک مدل عددی برای اتصال‌های سیستم مذکور براساس نتایج آزمایش‌های انجام‌شده بر روی نمونه‌های مشابه در سایر مطالعات توسعه داده شد و نتایج نشان دادند:

- منحنی‌های شکنندگی را می‌توان به کمک نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی پوش‌آور با دقت قابل قبول و با تلاش محاسباتی بسیار کمتر در مقایسه با روش تحلیل دینامیکی فزاینده تولید کرد.
- نتایج روش SPO نسبت به روش IDA در برآورد آسیب‌پذیری لرزه‌ی سازه‌ها، محافظه‌کارانه است. در مجموع روش SPO، احتمال آسیب در مدل‌های بررسی شده در هریک از سطوح خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل را به صورت محافظه‌کارانه، حدود ۱۲٪ بیشتر از روش IDA برآورد می‌کند.

- به طور مشابه نتایج تحلیل IDA حاکی از آن است که احتمال خرابی کامل قاب‌های ۳ و ۵ طبقه‌ی خمشی در زلزله‌ی طرح به ترتیب برابر ۴۱٪ و ۵۸٪ است. مقدار شدت زلزله‌ی طرح برای قاب‌های ۳ و ۵ طبقه‌ی خمشی مطابق طیف طراحی استاندارد ۲۸۰۰ ایران به ترتیب برابر با  $0.63g$  و  $0.43g$  است.
- نتایج ذکر شده حاکی از آن است که آسیب‌پذیری قاب‌های پیش‌ساخته نسبت به قاب خمشی مشابه در چهار سطح خرابی ذکر شده افزایش یافته است. به عنوان نمونه، در سطح شدت زلزله‌ی طرح، احتمال خرابی کامل قاب ۳ طبقه‌ی پیش‌ساخته، ۳۶٪ برابر قاب خمشی مشابه است؛ همچنین احتمال خرابی کامل قاب ۵ طبقه‌ی پیش‌ساخته، ۱۰۸٪ برابر قاب خمشی مشابه است. مقادیر میانه و انحراف معیار منحنی‌های شکنندگی به دو روش تحلیل دینامیکی فزاینده و همچنین تحلیل استاتیکی غیرخطی برای قاب‌های مذکور در شکل ۱۷ مشاهده می‌شود. به عنوان مثال با توجه به شکل ۱۷ مشاهده می‌شود که اختلاف بین مقادیر میانه‌ی شکنندگی حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده و تحلیل استاتیکی غیرخطی برای قاب ۳ طبقه‌ی پیش‌ساخته در حالت خرابی کم، متوسط، شدید و کامل به ترتیب ۲۰٪، ۱۶٪، ۱۸٪ و ۱۴٪ است.
- همچنین مقایسه‌ی مقادیر انحراف معیار منحنی‌های شکنندگی ارائه شده در



شکل ۱۷. مقادیر میانه و انحراف معیار منحنی‌های شکنندگی به دو روش تحلیل دینامیکی فزاینده و تحلیل استاتیکی غیرخطی.

شدید و کامل افزایش می‌یابد. به‌عنوان نمونه، در شتاب طیفی زلزله‌ی طرح، احتمال خرابی کامل ساختمان‌های پیش‌ساخته‌ی بتنی با افزایش ارتفاع سازه از ۳ به ۵ طبقه، ۱۲٪ افزایش می‌یابد. به‌طور مشابه در شتاب طیفی زلزله‌ی طرح، احتمال خرابی کامل قاب‌های خمشی بتنی درجا با افزایش ارتفاع سازه از ۳ به ۵ طبقه، ۴۱٪ افزایش می‌یابد.

• آسیب‌پذیری قاب‌های پیش‌ساخته نسبت به قاب خمشی مشابه در ۴ سطح آسیب بررسی شده افزایش یافته است. به‌عنوان نمونه در زلزله‌ی طرح، احتمال خرابی کامل قاب ۳ طبقه‌ی پیش‌ساخته در مقایسه با قاب خمشی مشابه ۳۶٪ افزایش داشته است. به‌طور مشابه در زلزله‌ی طرح، احتمال خرابی کامل قاب ۵ طبقه‌ی پیش‌ساخته در مقایسه با قاب خمشی مشابه ۸٪ افزایش داشته است.

- اختلاف بین منحنی شکنندگی تولید شده به روش IDA و SPO برای قاب‌های ۳ و ۵ طبقه در سطح آسیب خرابی کامل کمتر از ۸٪ است که نشان‌دهنده‌ی بهبود دقت روش مذکور در سطوح بالای آسیب است.
- اختلاف بین مقادیر میانه و انحراف معیار منحنی‌های شکنندگی حاصل از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی فزاینده در بین تمام مدل‌های سازه‌یی و حالت‌های آسیب بررسی شده، به ترتیب به مقادیر کمتر از ۲۰٪ و ۳۰٪ محدود می‌شود.
- احتمال خرابی کامل قاب‌های ۳ و ۵ طبقه‌ی پیش‌ساخته‌ی بتنی در زلزله‌ی طرح به ترتیب برابر ۵۶٪ و ۶۳٪ است.
- به‌طور کلی با افزایش ارتفاع سازه، آسیب‌پذیری در ۴ سطح خرابی کم، متوسط،

## پانویس‌ها

1. zero-length element
2. displacement-base beam-column element
3. rigid element

## منابع (References)

1. Senel, S.M. and Kayhan, A.H. "Fragility based damage assesment in existing precast industrial buildings: A case study for Turkey", *Structural Engineering & Mechanics*, **11**(1), pp. 39-60 (2010).
2. Korkmaz, K.A. and Karahan, A.E. "Investigation of seismic behavior and infill wall effects for prefabricated in-

dustrial buildings in Turkey", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, **25**(3), pp. 158-171 (2010).

3. Casotto, C., Silva, V., Crowley, H. and et al. "Seismic fragility of Italian RC precast industrial structures", *Engineering Structures*, **94**, pp. 122-136 (2015).
4. Babic, A. and Dolsek, M. "Seismic fragility functions of industrial precast building classes", *Engineering Structures*, **118**, pp. 357-370 (2016).
5. Ercolino, M., Bellotti, D., Magliulo, G. and et al. "Vulnerability analysis of industrial RC precast buildings designed according to modern seismic codes", *Engineering Structures*, **158**, pp. 67-78 (2018).
6. Zhu, J., Tan, P. and Jin, J. "Fragility analysis of existing International precast industrial frames using CFRP reinforcement", *In Conference on Applied Science and Engineering Innovation* (2015).

7. Farzam, M., Barghian, M. and Khah, B.A. "Developing fragility curves for precast concrete structures", *Journal of Civil and Environmental Engineering*, **46**(84), pp. 51-61 (2016).
8. Shome, N. and Cornel, C.A. "Probability seismic demand analysis of nonlinear structures", Report No. RMS-35, RMS Program, Stanford University, Stanford, CA. (12th Feb., 2004).
9. Baltzopoulos, G. and et al., "SPO2FRAG: Software for seismic fragility assessment based on static pushover", *Bulletin of Earthquake Engineering*, **15**(10), pp. 4399-4425 (2017).
10. Yahyaabadi, A., Adibi, M. and Bakavoli, M.K. "Analytical assessment of Bojnord earthquake", University of Bojnord (In Persian) (May, 2017).
11. Bahrami, S. and Madhkhan, M. "Experimental performance of a new precast beam to column connection using hidden corbel", *Asian Journal of Civil Engineering*, **18**(5), pp. 791-805 (2017).
12. Rezaei, F., Madhkhan, M., Nafiyani Dehkordi, V. and et al. "Behavior factor of semi precast RC moment resisting frames with A flexural beam-column connection", *Concrete Research*, **7**(1), pp. 71-82 (2015).
13. HAZUS-MH MR5, "Earthquake loss estimation methodology model", FEMA, Washington, D.C. (2005).
14. Standard No. 2800, "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildin", 3ed Revision, Building and Housing Research Center, Tehran (2005).
15. Design and Construction of RC Buildings, 4th Revision, Office of National Building Regulations, Tehran, Iran (2013).
16. OpenSees, "Open system for earthquake engineering simulation", Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Brekely Ca (2016).
17. Mander J.b., Priestley M.J.N. and park R. "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **114**(8), pp.1804-1824 (1988).
18. Instructions for Construction of Precast Concrete Building frame Sysytems with Cast-in-Situ Reibforced Concrete Shear Wall, Building and Housing Research Center, Tehran, BHRC-PN S 584 (2011).
19. Report No. FEMA P695, "Federal emergency management agency", FEMA P695-Quantification of Building Seismic Performance Factors, Washington, D.C. (June, 2009).
20. Bertero, V.V. "Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments", *Structural Engineering and Structural Mechanics*, **53**(1), pp. 29-79 (1977).
21. Bazzurro, P. and Cornell, C.A. "Seismic hazard analysis of nonlinear structures. I: Methodology", *Journal of Structural Engineering*, **120**(11), pp. 3320-3344 (1994).
22. Luco, N. and Cornell, C.A. "Effects of random connection fractures on the demands and reliabilty for a 3-story pre-Northridge SMRF Structure", *Proceedings of the 6th US National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, Washington (1998).
23. Luco, N. and Cornell, C.A. "Effects of connection fractures on SMRF seismic drift demands", *Journal of Structural Engineering*, **126**(1), pp. 127-136 (2000).
24. Vamvatsikos, D. and C.A. Cornell. "The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering", in *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering* (2002).
25. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. "Incremental dynamic analysis", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **31**(3), pp. 491-514 (2002).
26. Yahyaabadi, A. and Theranizadeh, M. "New scalar intensity measure for near-fault ground motions based on the optimal combination of spectral responses", *Scientia Iranica*, **18**(6), pp. 1149-1158 (2011).
27. Yahyaabadi, A. and Tehranizadeh, M. "Development of an improved intensity measure in order to reduce the variability in seismic demands under near-fault ground motions", *Journal of Earthquake and Tsunami*, **6**(02), pp. 1250012 (2012).
28. IZANLOO, F. and Yahyaabadi, A. "Determination of structural fragility curves of various building types for seismic vulnerability assessment in the sarpol-e zahab city", *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, **20**(3), pp. 261-275 (2018).