

# توسعه منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای سازه‌های بلندمرتبه و ارائه‌ی روش گزینش بهینه‌ترین تابع توزیع احتمال در سطوح عملکردی متفاوت

محمد سعادت اصفه<sup>۱</sup>، فرهاد دانشجو<sup>۲\*</sup>

۱. دانشجوی کارشناسی ارشد عمران گرایش سازه، دانشگاه تربیت مدرس، تهران  
\* ۲. استاد گروه سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس، تهران

danesh\_fa@modares.ac.ir \*

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۱/۰۳/۳۰

تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۱۰/۷

## چکیده

منحنی‌های شکنندگی ابزاری قدرتمند برای ارزیابی و کنترل خسارت‌های احتمالی سازه‌های موجود و برآورد احتمال فراگذشت از رفتار لرزه‌ای سازه‌ها تحت تأثیر سطوح مختلف زلزله هستند. این منحنی‌ها احتمال خسارت را به صورت تابعی از مشخصه حرکت زمین عرضه می‌کنند. هدف اصلی این مقاله، بررسی روش‌های موجود و ارائه روش مناسب برای تولید منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای تحلیلی و پیشنهاد روابط مناسب احتمال فراگذشت از سطوح عملکردی متفاوت است. برای این منظور، سه ساختمان بلند مرتبه ۲۰، ۲۵ و ۳۰ طبقه با نسبت لاغری بزرگ‌تر از عدد  $\pi$  بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان ایران طراحی شدند. سپس بعد از استخراج قاب پیرامونی، با استفاده از نرم‌افزار Perform 3D مدل تحلیلی آن‌ها تعریف و درستی آزمایشی شد. برای ارزیابی تقاضای پاسخ لرزه‌ای قاب‌ها، تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA) انجام شد. برای تحلیل‌های IDA، از ۲۲ رکورد توصیه شده در دستورالعمل FEMAP695 و دو زلزله ایران استفاده شد. برای پیدا کردن تابع مناسب احتمال فراگذشت از حالات حدی و استفاده از آن‌ها در تولید منحنی‌های شکنندگی، از نتایج تحلیل‌های IDA و نوزده تابع احتمال مختلف با بهره‌گیری از برنامه‌ی مناسب، استفاده شد. نتایج حاصل شده از آزمون‌های نکویی برازش نشان می‌دهد که رتبه توزیع احتمال مورد استفاده پژوهشگران (لوگ نرمال) در رتبه‌بندی بهترین توزیع احتمال برازش شده، در مقابل سایر توابع توزیع احتمال متغیر است و انتخاب توزیع احتمال مناسب در نتیجه‌گیری‌ها و مشخص کردن احتمال فراگذشت سازه از حالت‌های حدی مورد نظر تأثیرگذار است. بنابراین در راستای کاهش عدم قطعیت مربوط به مدل ریاضی (عدم قطعیت شناختی) در قالب یک دیدگاه جامع و بنا بر دقت و هدف لرزه‌ای مورد نیاز، یک روش مناسب برای تولید منحنی‌های شکنندگی با نام منحنی شکنندگی لرزه‌ای هوشمند (ISFC) ارائه می‌شود. به صورتی که اگر از میان نوزده تابع احتمال مورد

بررسی در این مقاله، تنها استفاده از یک توزیع و با هدف مقایسه بین چند گزینه از جمله تصمیم گرفتن درباره‌ی چگونگی مقاوم‌سازی یا مقایسه‌ی عملکرد لرزه‌ای چند سازه با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی ویژه با مهاربند واگرا برای رسم منحنی شکنندگی مدنظر است، به پژوهشگران پیشنهاد می‌شود از توزیع احتمال پیشرفته "Generalized Extreme Value" به علت قابلیت برازش هرچه بهتر نسبت به توزیع "لوگ نرمال" استفاده کنند اما برای سازه‌هایی با کاربری حساس تر مانند تصمیم‌گیری برای نیروگاه‌های هسته‌ای و بیمارستان‌ها که از اهمیت بالایی برخوردارند یا با هدف رسیدن به دقیق‌ترین برازش ممکن برای تصمیم‌گیری در تخمین آسیب پذیری انواع سیستم‌های سازه‌ای با ارتفاع‌های مختلف، آنگاه توصیه می‌شود برای برآورد احتمال فراگذشت از سطوح عملکردی، قبل از تحلیل شکنندگی با ارزیابی احتمالاتی و بهره بردن از آزمون‌های نکویی برازش روی توابع احتمال مناسب، ابتدا در تمام سطوح عملکردی بهترین توزیع احتمال برازش شده انتخاب شود و سپس آسیب پذیری سازه‌ها توسط منحنی‌های شکنندگی تخمین زده شود.

واژگان کلیدی: تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده، ارزیابی احتمالاتی، منحنی شکنندگی لرزه‌ای هوشمند، سازه‌های بلند مرتبه، آزمون‌های نکویی برازش.

## ۱- مقدمه

جدول ۱. طبقه‌بندی روش‌های تولید منحنی‌های شکنندگی

Analytical Method	The basis of the method and sample of case study	These curves are less dependent on a particular parameter and are obtained using structural analysis. also due to the lack of different errors in estimating the vulnerability of different levels, they can be used for a variety of structural systems. Rossetto and Elnashai (2005).
Experimental Method		These curves are plotted based on the collection and recording of data from past earthquakes. Rossetto and Elnashai (2003).
Method based on expert opinions		These curves are produced based on the judgment of experts. Earthquake damage estimation method (HAZUS), ATC-13 (1985).
Hybrid Method		In order to compensate for the lack of information obtained from observations and constraints in this method, a fragility curve is produced by simultaneously combining methods, such as using expert opinions and using laboratory results by modifying analytical relationships. Kappos et al (1996).

### إِذَا زُلْزِلَتِ الْأَرْضُ زُلْزَالَهَا [1]

خاصیت و ذات تصادفی بودن زمان رخ دادن زلزله برای بشر در حدی بالاست که یکتا مهندس هستی، خداوند متعال، در ۱۴۰۰ سال پیش به واسطه‌ی آیات نورانی خود، زمان ناگهانی برپایی صحنه قیامت را با این پدیده‌ی تصادفی گره زده است! بنابراین بدون تردید و با قطعیت تمام می‌توان بیان کرد که پاسخ تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها نیز این ویژگی تصادفی و احتمالاتی را با خود به ارث برده و از خود منعکس می‌کنند. کشور عزیزمان ایران، تاکنون تحت طیف وسیعی از زمین‌لرزه‌های مخرب، خسارت‌های جبران‌ناپذیری را به خود دیده است. به صورتی که با مروری بر تاریخچه خسارت‌های مالی و جانی و سازه‌ای تحت زمین‌لرزه‌های گذشته، اهمیت دیدگاه بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها و استفاده از ابزاری دقیق برای پی بردن به رفتار واقعی سیستم‌های سازه‌ای در راستای برآورد احتمال فراگذشت از حالت‌های حدی، ارزیابی آسیب‌پذیری، تخمین دقیق خسارت لرزه‌ای سازه‌ها و تمهیدات لازم برای کاهش آن‌ها در مقابل زلزله‌های محتمل آینده، بیش از پیش مطرح می‌شود. بهترین و مورد اعتمادترین روش، استفاده از منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای است. با استفاده از این منحنی‌ها می‌توان ارزیابی مناسبی از

**Table 1.** Classification of methods for producing fragility curves

آسیب‌های لرزه‌ای برای برنامه ریزی‌های قبل و ترمیم‌های بعد از زلزله انجام داد. از جمله مهم‌ترین روش‌های رسم منحنی شکنندگی در جدول (۱)، می‌توان به روش تحلیلی اشاره کرد که به دلیل قابل استفاده بودن برای انواع سیستم‌های سازه‌ای همچنان از طرفداران زیادی برخوردار است. منحنی‌های شکنندگی برای نخستین بار (۱۹۸۰) برای نیروگاه‌های هسته‌ای تولید شد [2]. دئوداتیس و تانتالا (۲۰۰۲) به ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان‌های

لوگ نرمال نمی‌تواند به تنهایی به عنوان یک توزیع جامع و بیانگر رفتار واقعی سازه باشد. از طرفی میزان دقت در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها به منحنی‌های شکنندگی تولید شده وابسته است. همین بس که هرچقدر در رسم منحنی‌های شکنندگی از توزیع احتمال مناسب‌تری استفاده شود، نتایج حاصل از تحلیل شکنندگی از درجه‌ی اعتماد بالاتری برخوردار خواهد بود و بادقت بیشتری می‌توان برای پیش‌بینی و پیش‌گیری و کنترل پیامدهای جبران‌ناپذیر و ناگوار پدیده زلزله و تخمین صحیحی از میزان آسیب‌پذیری و خسارت زلزله‌های احتمالی آینده با استفاده از ارزیابی و سنجش عملکردی و اولویت‌بندی بهسازی لرزه‌ای و مقاوم‌سازی سازه‌ها، اقدام کرد و در راستای صرفه‌جویی هزاران برابری همراه با پشتوانه قوی از قابلیت اطمینان در تصمیم‌گیری‌های عرصه دنیای مهندسی و صدا البته کاهش تلفات جانی ساکنین، گامی بس بزرگ برداشته و به جامعه مهندسان و حتی فراتر از آن، کمک شایانی کرد. به همین جهت، هدف اصلی از این مقاله، ارزیابی احتمالاتی روی نمونه‌ای از توابع احتمال مناسب، به منظور بررسی بهتر عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بلند مرتبه و ارائه‌ی یک روش مناسب برای رسم منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای و رسیدن به پاسخ این سؤال که آیا توزیع مورد استفاده پژوهشگران (لوگ نرمال) همواره بهترین برازش را در برابر پاسخ تقاضای لرزه‌ای سازه دارد یا خیر؟ و همچنین اینکه تصمیم‌گیری و ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها و تخمین آسیب با استفاده از این توزیع در راستای حاشیه امن است یا خیر؟ چراکه اگر احتمال خسارت کمتر از مقدار واقعی تخمین زده شود منجر به طرحی غیر ایمن می‌شود و در مقابل، در صورتی که احتمال خسارت بیش از مقدار واقعی تخمین زده شود، یک طرح غیراقتصادی در پی خواهد داشت به صورتی که راه حل آن در کلمه‌ی بهینه‌سازی خلاصه می‌شود. به همین جهت، ایجاد ارتباط از خروجی حاصل از تحلیل دینامیکی به سمت ریاضیات و بهره‌گیری از روش‌های آماری و در پیش گرفتن رویکردهای نوین احتمالاتی، امری ضروری تلقی می‌گردد.

بلند مرتبه پرداختند و منحنی‌های شکنندگی را رسم کردند. این منحنی‌ها می‌تواند برای شرکت‌های بیمه و ستادهای حوادث غیرمترقبه در پیش‌بینی خسارت در یک زلزله مخرب بسیار مفید باشند [3]. آریزاگا<sup>۱</sup> (۲۰۰۶) برای سازه‌های فولادی با سیستم قاب خمشی و با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی در نرم‌افزار Perform 3D و دستورالعمل FEMA، برای قاب‌های ۳، ۴، ۶، ۸ و ۱۰ طبقه منحنی‌های شکنندگی را رسم کرد [4]. گونیسی و آلتای<sup>۲</sup> (۲۰۰۸) در سطوح آسیب مختلف منحنی‌های شکنندگی را ترسیم کردند [5]. پاتل<sup>۳</sup> و همکاران (۲۰۱۶) به تولید منحنی‌های شکنندگی در سازه‌های بلندمرتبه ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه پرداختند [6]. حمیدی و همکاران (۲۰۱۸) رفتار ساختمان‌های بلند با سیستم مهاربازویی و کمر بند خرابایی را با استفاده از منحنی‌های شکنندگی مقایسه و ارزیابی کردند [7]. مبینی پور و پورزینلی (۲۰۱۹) به ارزیابی احتمالاتی ظرفیت فروریزش جانبی ساختمان‌های میان مرتبه (۱۰ طبقه) و بلندمرتبه (۲۰ طبقه) دارای سیستم قاب خمشی فولادی ویژه پرداختند [8]. گرامی و همکاران (۲۰۲۰) تأثیر توالی لرزه‌ای منحنی‌های شکنندگی سیستم‌های دوگانه‌ی کوتاه مرتبه‌ی قاب خمشی با مهاربند و اگر را مورد بررسی قرار دادند [9]. تاکنون برای رسم این منحنی‌ها، تحقیقات مختلفی توسط پژوهشگران از جمله شومه<sup>۴</sup> (۱۹۹۹) [10] جلایر<sup>۵</sup> (۲۰۰۳) [11]، بیکر<sup>۶</sup> و همکاران (۲۰۰۶) [12] انجام شده است. آن‌ها برای رسم منحنی‌های شکنندگی استفاده از تابع توزیع احتمال لوگ نرمال را توصیه کردند و بر این باور بودند که استفاده از تابع توزیع احتمال لوگ نرمال می‌تواند گزینه مناسبی برای رسم منحنی‌های شکنندگی باشد، در این میان می‌توان به مطالعات آماری و ارزیابی احتمالاتی خلفان<sup>۷</sup> (۲۰۱۳) روی ساختمان‌های مسکونی در کشورهای درحال توسعه اشاره کرد که نتایج او حاکی از آن است که تابع توزیع لوگ نرمال همواره نتوانسته است بهترین برازش را داشته باشد [13]. به همین جهت می‌توان بیان کرد که با توجه به ذات تصادفی بودن پاسخ تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها، انتخاب توزیع

4. Shome  
5. Jalayer  
6. Baker  
7. Khalfan

1. Arizaga  
2. E.M.Guneyisi and G.Altay  
3. Sumit A Patel

شده‌اند. برای طراحی اولیه از آیین‌نامه بارگذاری مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران [15] و آیین‌نامه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران [16] و استاندارد ۲۸۰۰ [14] با رعایت تمام کنترل‌های لرزه‌ای، استفاده شده است. لازم به ذکر است که پس از کنترل فشردگی لرزه‌ای مقاطع، بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ [14] از روش تحلیل دینامیکی طیفی استفاده می‌شود، سپس بهینه‌ترین مقاطع به اعضای سازه اختصاص داده می‌شوند. برای اینکه تیر پیوند بتواند رفتار برشی داشته باشد و به منظور حداکثر استفاده از ظرفیت تیر پیوند مطابق با مبحث دهم [16]، طول تیر پیوند در سازه‌ها با رعایت حداکثر دوران مجاز ۰.۰۸ رادیان، مطابق رابطه‌ی (۱) در نظر گرفته شده است.  $V_p$  و  $M_p$  به ترتیب برش پلاستیک و لنگر پلاستیک تیر پیوند هستند و با توجه به  $\left(\frac{P_u}{P_c}\right)$  یعنی نسبت مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند ( $P_u$ ) به مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند ( $P_c$ ) تعیین می‌شود.

$A_g$  سطح مقطع تیر پیوند و  $F_y$  تنش تسلیم است.

$$e \leq 1.6 \times \frac{M_p}{V_p} \quad (1)$$

$$P_c = F_y \times A_g \quad (2)$$

همچنین اعضای تیر و ستون و مهارندهای خارج از تیر پیوند، مطابق رابطه‌ی (۳) برای ظرفیت برشی تیر پیوند طراحی و کفایت آن‌ها کنترل شده است. مقاومت برشی اسمی تیر پیوند ( $V_n$ ) مطابق رابطه (۴) تعیین می‌شود.  $R_y$  نسبت تنش تسلیم موردانتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد تیر پیوند می‌باشد.

$$1.25 \times R_y \times V_n \quad (3)$$

$$V_n = \min \left( V_p, 2 \frac{M_p}{e} \right) \quad (4)$$

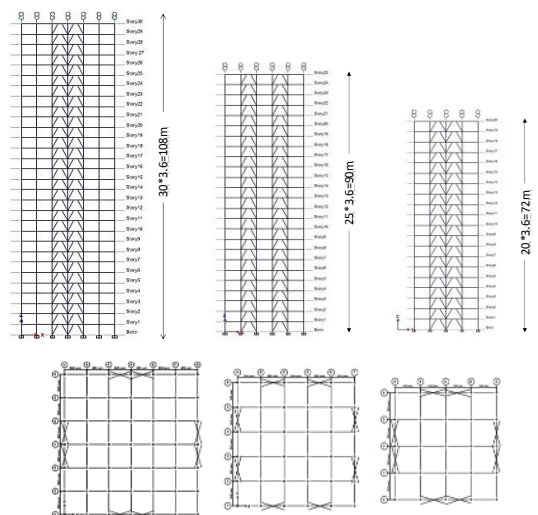
سپس بعد از طراحی سه بعدی سازه‌ها در نرم‌افزار ETABS [17]، با توجه به مقارن بودن و منظم بودن مدل‌های طراحی شده، قاب پیرامونی در فضای ۲ بعدی استخراج شده است.

### ۳- درستی آزمایشی عملکرد پاسخ تقاضای لرزه‌ای سازه، مدل‌سازی غیرخطی قاب‌ها

در این قسمت برای اطمینان از درستی مدل‌سازی رفتار سازه در نرم‌افزار Perform 3D [18]، رفتار سازه سه بعدی مورد مطالعه در مرجع [19] در نرم‌افزار مدل‌سازی شده است. به

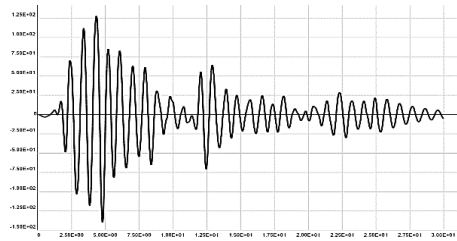
## ۲- طراحی اولیه سازه‌ها

در مقاله حاضر سه قاب ۲۰، ۲۵ و ۳۰ طبقه به عنوان نماینده‌ی سازه‌های فولادی بلندمرتبه با سیستم دوگانه (قاب خمشی ویژه با مهاربند واگرا) برای ارزیابی احتمالاتی انتخاب شده است. شکل ۱. نمای دوبعدی و پلان سازه‌های بلندمرتبه



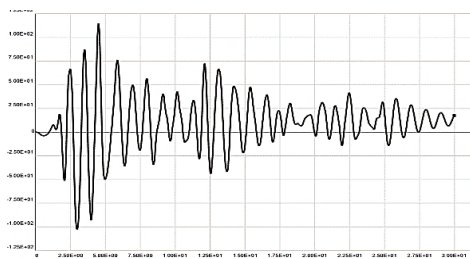
**Fig. 1.** Two-dimensional view and plan of high-rise structures  
 برای اینکه بتوان درباره تأثیر پارامتر ارتفاع در رفتار سازه‌ها مقایسه بهتری انجام داد، طراحی اولیه به صورتی انجام شده است که با افزایش ارتفاع سازه‌ها (به ترتیب ۷۲ و ۹۰ و ۱۰۸ متر)، تعداد دهانه‌های مهاربندی و نسبت لاغری حفظ شود؛ نسبت لاغری (نسبت ارتفاع به بُعد پلان سازه‌ها) برابر با مقدار عددی ارتفاع طبقه (۳.۶) و بزرگ‌تر از مقدار عدد  $\pi$  در نظر گرفته شده است، به همین جهت می‌توان سازه‌ها را در شمار سازه‌های بلند مرتبه دانست؛ پلان سازه‌ها متقارن و بُعد هر جهت پلان نیز به اندازه تعداد طبقات سازه (و برحسب متر) به ترتیب ۲۰، ۲۵ و ۳۰ متر در نظر گرفته شده است. مطابق استاندارد ۲۸۰۰ [14]، خاک نوع ۲ و محل احداث قاب‌ها در منطقه‌ای با اهمیت لرزه‌خیزی بسیار زیاد با کاربری مسکونی و ضریب رفتار ۷.۵ انتخاب شده و مدول الاستیسیته  $E = 2e * 6 \frac{kg}{cm^2}$  و نسبت پواسون  $\nu = 0.3$  در نظر گرفته شده است. از فولاد ST52 با تنش تسلیم  $3600 \frac{kg}{cm^2}$  و تنش نهایی  $5200 \frac{kg}{cm^2}$  برای ستون‌ها و از فولاد ST37 با تنش تسلیم  $2400 \frac{kg}{cm^2}$  و تنش نهایی  $3700 \frac{kg}{cm^2}$  برای سایر اعضای سازه‌ای استفاده شده است. اتصالات اجزای سازه‌ای و تکیه‌گاهی کاملاً صلب در نظر گرفته

شکل ۴. پاسخ جابه‌جایی در بام سازه سه بعدی تحت تحلیل تاریخچه زمانی خطی در راستای موازی با محور X در Perform 3D



**Fig. 4.** Displacement response at the roof of three-dimensional structure under linear time history analysis in the direction of parallel to the axis x at Perform 3D

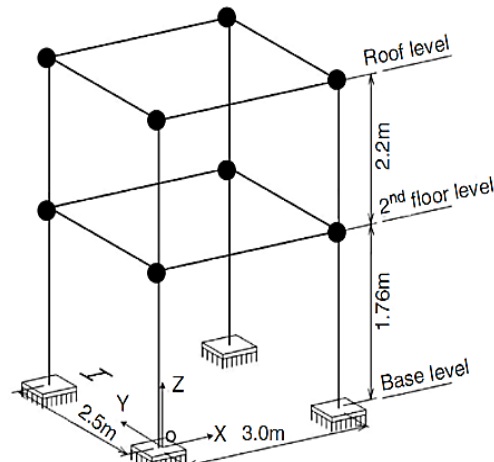
شکل ۵. پاسخ جابه‌جایی در بام سازه سه بعدی تحت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در راستای موازی با محور X در Perform 3D



**Fig. 5.** Displacement response at the roof of three-dimensional structure under nonlinear time history analysis in the direction of parallel to the axis x at Perform 3D

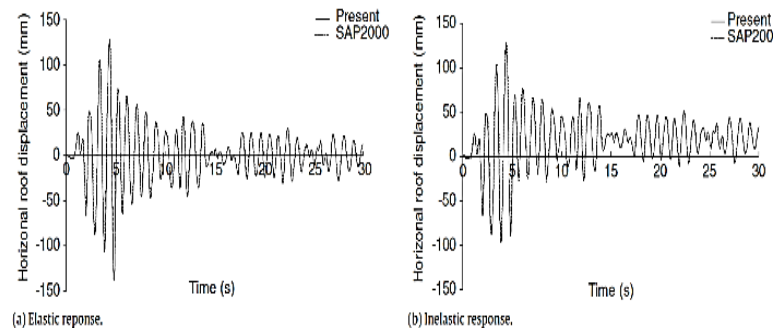
مشاهده می‌شود که بیشترین پاسخ جابه‌جایی بام حاصل شده از سازه سه بعدی مدل‌سازی شده در نرم‌افزار و مرجع [19]، تفاوت حدود یک درصد در حالت رفتار خطی و حدود چهار درصد در حالت رفتار غیرخطی داشته است. در مقاله حاضر، وزن مؤثر لرزه‌ای از جمع آثار حاصل از بار مرده به علاوه ۲۰٪ بار زنده به سازه اعمال شده و اثر  $P - \Delta$  نیز لحاظ شده است. با توجه به اینکه در سازه‌هایی با مهاربند واگرا، تیر پیوند نقش فیوز سازه‌ای و شکل‌پذیری مناسب را دارد و ظرفیت این عضو کنترل‌کننده اعضای دهانه مهاربندی (مهاربندها، تیر خارج از تیر پیوند و ستون‌های پای تیر پیوند و اتصالات) است، تیر پیوند تغییر شکل کنترل و رفتار سایر اعضای داخل دهانه مهاربندی به صورت نیرو کنترل در نظر گرفته شده‌اند. رابطه نیرو تغییر شکل اعضای فولادی تیر و ستون سازه مطابق شکل (۶) با پارامترهای مدل‌سازی a و b و c (نسبت تنش پسماند)، که بیانگر مقاومت و ظرفیت تغییر شکل در اعضای که کنترل شونده توسط تغییر شکل هستند، متناسب با تلاش مربوط به هر عضو برای دوران‌های اعضای تغییر شکل کنترل (عضو تیر پیوند همراه با

صورتی که همراه با لحاظ کردن سایر ویژگی‌های مصالح در مرجع [19]، مدول الاستیسیته اعضای سازه برابر با  $200 \text{ GPa}$  و ضریب پواسون برابر با ۰.۳ و جرم سازه به صورت متمرکز گرهی برابر با  $50 \frac{\text{N.s}^2}{\text{mm}}$  در نظر گرفته شده است، سپس به انجام تحلیل تاریخچه زمانی خطی و غیرخطی اقدام شده است. شکل ۲. نمای سه بعدی سازه دو طبقه مورد مطالعه در مرجع [19]



**Fig. 2.** Three-dimensional view of the two-story structure studied in the reference [19]

ابتدا سازه مورد مطالعه در مرجع [19]، با در نظر گرفتن رفتار خطی کلیه اعضای فولادی در راستای موازی با محور X، با شتاب‌نگاشت زلزله ال سنترو تحت تحلیل تاریخچه زمانی خطی قرار می‌گیرد، سپس باریگر، رفتار غیرخطی اعضای تیر و ستون به صورت متمرکز در ابتدا و انتهای اعضای فولادی در نظر گرفته شده و به تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی اقدام می‌شود. شکل ۳. پاسخ جابه‌جایی تاریخچه زمانی خطی و غیرخطی در بام سازه تحت شتاب‌نگاشت زلزله ال سنترو در مرجع [19]



**Fig. 3.** Displacement response of the linear and nonlinear time history at the roof of the structure under the record of the el centro earthquake in the reference [19]

سپس هر شتاب‌نگاشت به سطوح مختلف شدت زمین‌لرزه با گام‌های ثابت  $0.1g$  مقیاس شده و گام‌به‌گام به سازه اعمال می‌شود. سپس بعد از انتخاب معیار شاخص خسارت با گذراندن روند فوق برای هر شتاب‌نگاشت لرزه‌ای مقیاس شده وارد به سازه، پاسخ سازه تا رسیدن به سطحی از شدت زلزله‌ی موردنظر استخراج می‌شود و در نهایت منحنی‌های IDA (ظرفیت نیاز) ترسیم می‌شود. سپس با استفاده از اطلاعات استخراج شده می‌توان اقدام به رسم منحنی‌های شکنندگی نمود.

#### ۴-۱- انتخاب شتاب‌نگاشت

در این مقاله، ۲۴ شتاب‌نگاشت از جمله ۲۲ شتاب‌نگاشت دور از گسل توصیه‌شده دستورالعمل FEMAP695 [21] و دو شتاب‌نگاشت دیگر از زلزله‌های ایران که از سایت PEER [22] نیز قابل استخراج هستند، استفاده شده است.

جدول ۲. شتاب‌نگاشت‌های در نظر گرفته شده برای تحلیل دینامیکی فرایند

No	Name	Station	Year	Mag	Vs30 (m/s)	Source (fault type)	PGA (g)	PGV (cm/s)
1	Northridge	Beverly Hills - Mulhol	1994	6.7	356	Thrust	0.52	63
2	Northridge	Canyon Country-WLC	1994	6.7	309	Thrust	0.48	45
3	Duzce, Turkey	Bolu	1999	7.1	326	Strike-slip	0.82	62
4	Hector Mine	Hector	1999	7.1	685	Strike-slip	0.34	42
5	Imperial Valley	Delta	1979	6.5	275	Strike-slip	0.35	33
6	Imperial Valley	El Centro Array #11	1979	6.5	196	Strike-slip	0.38	42
7	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	1995	6.9	609	Strike-slip	0.51	37
8	Kobe, Japan	Shin-Osaka	1995	6.9	256	Strike-slip	0.24	38
9	Kocaeli, Turkey	Duzce	1999	7.5	276	Strike-slip	0.36	59
10	Kocaeli, Turkey	Arcelik	1999	7.5	523	Strike-slip	0.22	40
11	Landers	Yermo Fire Station	1992	7.3	354	Strike-slip	0.24	52
12	Landers	Coolwater	1992	7.3	271	Strike-slip	0.42	42
13	Loma Prieta	Capitola	1989	6.9	289	Strike-slip	0.53	35
14	Loma Prieta	Gilroy Array #3	1989	6.9	350	Strike-slip	0.56	45
15	Manjil, Iran	Abbar	1990	7.4	724	Strike-slip	0.51	65
16	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	1987	6.5	192	Strike-slip	0.36	46
17	Superstition Hills	Poe Road (temp)	1987	6.5	208	Strike-slip	0.45	36
18	Bam, Iran	Mohammad Abad	2003	6.6	575	strike slip	0.12	12.7
19	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	1992	7	312	Thrust	0.55	44
20	Chi-Chi Taiwan	CHY101	1999	7.6	259	Thrust	0.44	115
21	Chi-Chi Taiwan	TCU045	1999	7.6	705	Thrust	0.51	39
22	San Fernando	LA -Hollywood Stor	1971	6.6	316	Thrust	0.21	19
23	Friuli, Italy	Tolmezzo	1976	6.5	425	Thrust	0.35	31
24	Tabas, Iran	Boshrooyeh	1978	7.4	325	Reverse	0.11	13.3

Table 2. earthquakes considered in incremental dynamic analysis

۴-۲- انتخاب اندازه شدت IM<sup>۱</sup> و شاخص خسارت DM<sup>۲</sup>  
در این مقاله، با توجه به وابستگی  $S_a(T1,5\%)$  به طیف پاسخ زمین و دارا بودن ویژگی‌های سازه و با توجه به اینکه پراکندگی منحنی‌های IDA متأثر از شتاب‌نگاشت‌های ورودی است و با توجه به نتایج حاصل از پژوهش‌های انجام شده در کارآمدتر و کاراتر بودن اندازه شدت شتاب طیفی [23]، این نوع شاخص به عنوان پارامتر حرکت زمین انتخاب شده است.

اعضای تغییرشکل کنترل فاقد دهانه مهاربندی) مطابق با جدول دستورالعمل FEMA356 [20] در نظر گرفته می‌شود. به صورتی که رفتار غیرالاستیک اعضا تیر و ستون به صورت دوخطی مطابق دستورالعمل که شامل کاهش سختی و منفی شدن شیب نمودار نیرو تغییرشکل و در نظر گرفتن کاهش مقاومت است، در نظر گرفته می‌شود. در این شکل محور قائم بیانگر نسبت نیرو به مقاومت تلاش در عضو و محور افقی بیانگر تغییرشکل است.

شکل ۶. منحنی رفتاری نیرو تغییرشکل عمومی برای اعضای تیروستون در سازه

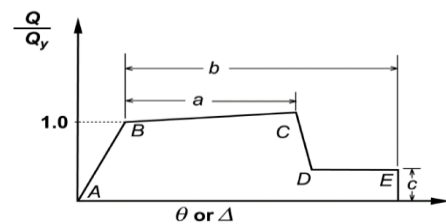


Fig. 6. General behavioral curve of force-deformation for members of the beam and column at the structure [20]

پارامترهای مدل‌سازی و رفتار غیرخطی در دهانه‌های فاقد مهاربندی (دهانه قاب خمشی)، با استفاده از رایج‌ترین مدل در کارهای تحقیقاتی، با در نظر گرفتن مفاصل پلاستیک متمرکز برای تمام تیرهای دهانه قاب خمشی که در خمش تغییرشکل کنترل محسوب می‌شوند، اختصاص داده می‌شود. همچنین مطابق با دستورالعمل [20]، برای ستون‌ها نیز از مدل پلاستیسیتی متمرکز استفاده می‌شود.

#### ۴- تحلیل دینامیکی غیرخطی فرایند (IDA)

تحلیل IDA آخرین رویکرد در پیش گرفته شده دستورالعمل‌های طراحی بر اساس عملکرد است. در این روش برای ارزیابی لرزه‌ای دقیق تقاضای پاسخ لرزه‌ای سازه از شروع رفتار الاستیک تا تسلیم شدن و ورود به قلمرو غیرخطی تا رسیدن به سطح آستانه فروریزش سازه یا رسیدن به یک حد تعریف شده مشخص و مورد نیاز، مجموعه‌ای از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی برای هر شتاب‌نگاشت انجام می‌شود. به صورتی که بعد از انتخاب معیار اندازه شدت زلزله، در گام نخست با به دست آوردن طیف شتاب شتاب‌نگاشت‌ها، شتاب‌نگاشت‌ها در شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب اصلی سازه مقیاس می‌شوند و

## ۳-۴- پارامتر نیاز مهندسی (EDP)

تشکیل تدریجی مفاصل پلاستیک در سایر اعضای شکل پذیر سازه، سازه‌ها زودتر وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند. شکل ۷. منحنی‌های رفتاری حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی فراینده برای سازه بلند مرتبه ۲۰ و ۲۵ و ۳۰ طبقه

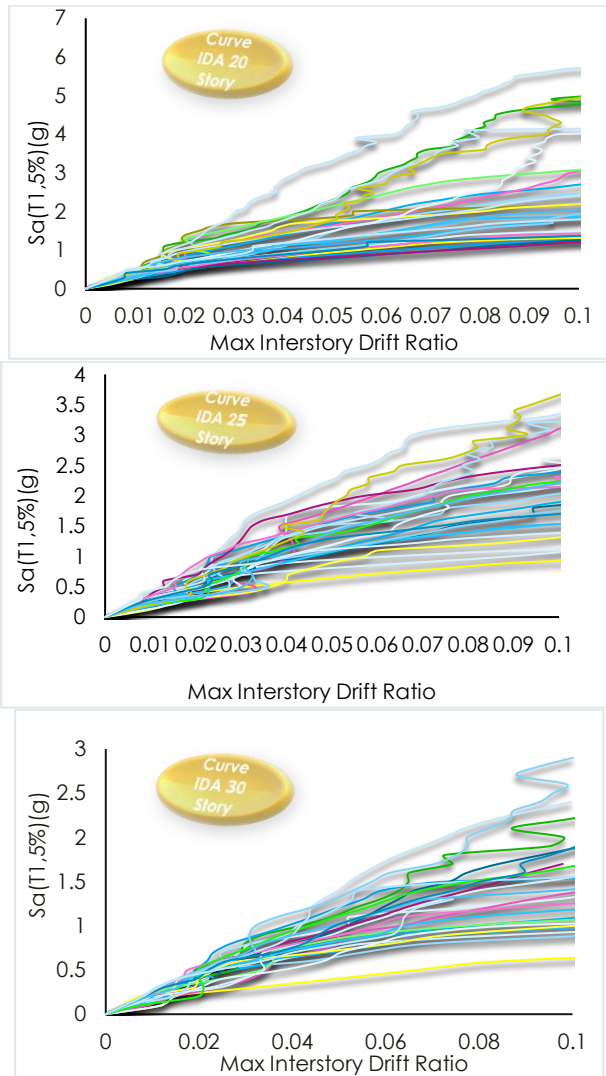


Fig. 7. behavioral curves obtained from incremental nonlinear dynamic analysis for a 20, 25 and 30 storey high-rise structure

شکل ۸. میانگین منحنی‌های IDA سازه‌های بلند مرتبه

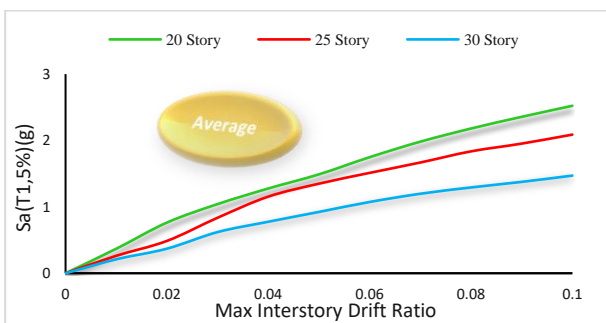


Fig. 8. Average IDA curves of high-rise structures

با توجه به اینکه تغییر مکان نسبی زیاد می‌تواند منجر به خرابی شود، تجاوز حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای ( $\theta_{max}$ ) از سایر حدود مجاز به‌عنوان شاخص خسارت برای رسم منحنی‌های IDA انتخاب می‌شود، انتخاب این نوع شاخص در سازه‌های بلندمرتبه نه تنها ارتباط نزدیکی با تقاضای چرخش پلاستیک اتصالات دارد، بلکه با این شاخص می‌توان قابلیت سازه در تحمل ناپایداری حاصل از اثر  $P-\Delta$  را نیز سنجید.

## ۴-۴- تعیین حالت‌های حدی

بهترین مختصاتی از منحنی IDA که می‌تواند بیانگر حد آستانه فروریزش<sup>۲</sup> (CP) باشد، مختصاتی است که سازه در راستای رسیدن به آستانه‌ی ناپایداری دینامیکی، رفتار نرم‌شدگی از خود نشان می‌دهد، پس از میان شروط بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای ده درصد یا رسیدن شیب منحنی IDA به بیست درصد شیب خط اولیه ناحیه الاستیک یا ایجاد مکانیزم در سازه، هر کدام که زودتر رخ دهد معیار حد تقاضای لرزه‌ای رفتار آستانه فروریزش انتخاب می‌شود. به صورتی که میانگین مجموعه بیشترین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای متناظر با کمترین مقدار شرط‌های ذکر شده روی منحنی‌های IDA حاصل از شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده، به عنوان حد فروریزش در سازه‌های بلندمرتبه در نظر گرفته می‌شود. همچنین مقدار حد ۰.۰۲۵ برای سطح عملکرد ایمنی جانی و حد ۰.۰۰۷ به عنوان سطح عملکرد استفاده‌ی بی‌وقفه در نظر گرفته شده است [20]. برای رسم منحنی‌های رفتاری سازه‌های بلندمرتبه که در شکل (۷) مشاهده می‌شود، در مجموع به تعداد ۱۶۴۱ تحلیل IDA انجام شده است. مشاهده شد که با افزایش ارتفاع سازه‌ها از یک سو شتاب طیفی قابل تحمل سازه‌ها و از سوی دیگر مقدار میانگین منحنی رفتاری سازه‌ها کاهش می‌یابد. بررسی منحنی‌ها در شکل (۸) نشان می‌دهد که هم‌زمان با افزایش ارتفاع سازه‌ها و تعداد تیرهای پیوند، با جذب و استهلاک انرژی از طریق عمده تغییر شکل‌های برشی ناشی از ایجاد نیروی برشی پلاستیک در تیرهای پیوند (که به عنوان فیوز سازه‌ای نقش ایفا می‌کنند) و

ضریب همبستگی بیان‌کننده میزان همبستگی، شدت رابطه و نوع رابطه مستقیم (مثبت) یا معکوس بین نتایج برآورد شده مدل و داده‌های واقعی است.

Gov به معنای کواریانس و  $\sigma$  نماد انحراف معیار است.

$$R = \frac{\text{Cov}(\text{act}, \text{est})}{\sigma_{\text{act}}\sigma_{\text{est}}} \quad (5)$$

### ۲-۵- مجذور میانگین مربعات خطا

$$\text{RMSE} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (F_{\text{act}} - F_{\text{est}})^2}{n}} \quad (6)$$

### ۳-۵- خطای استاندارد

$$\sqrt{\frac{1}{(n-2)} \left[ \sum_{i=1}^n (F_e - \bar{F}_e)^2 - \frac{[\sum_{i=1}^n (F_a - \bar{F}_a)(F_e - \bar{F}_e)]^2}{\sum_{i=1}^n (F_a - \bar{F}_a)^2} \right]} \quad (7)$$

### ۴-۵- میانگین قدر مطلق خطا

$$\text{MAD} = \frac{\sum_{t=1}^n |F_{\text{act}} - F_{\text{est}}|}{n} \quad (8)$$

### ۵-۵- میانگین مربع خطا

$$\text{MSE} = \frac{\sum_{t=1}^n (F_{\text{act}} - F_{\text{est}})^2}{n} \quad (9)$$

### ۶-۵- درصد میانگین قدر مطلق خطا

$$\text{MAPE} = \frac{\sum_{t=1}^n \frac{|F_{\text{act}} - F_{\text{est}}|}{F_{\text{act}}}}{n} \times 100 \quad (10)$$

در یک وضعیت ایده‌آل، نتایج آماره‌های برآورد شده خطا برای بهترین توزیع احتمال برازش شده روی نقاط حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی به صورت جدول (۳) خواهد بود:

جدول ۳. مقادیر ایده‌آل آماره‌های خطا

آماره‌ی خطا	RMSE	MAD	MSE	MAPE	SE	CC	RS
مقدار ایده‌آل	0	0	0	0	0	1	1

Table 3. Ideal values of error statistics

### ۷-۵- آزمون کولموگروف اسمیرنوف<sup>۸</sup>

فرض صفر در این آزمون بیانگر این است که بین توزیع ثوری و واقعی داده‌ها اختلاف معنی‌داری وجود ندارد. پس با رفتن به گام بعد و انتخاب یک سطح اعتماد مناسب و به دست آوردن مقادیر تخمین زده شده از توزیع‌های ثوری (توزیع مورد آزمون) و واقعی، اگر قدر مطلق بیشترین تفاوت ( $D_{\text{max}}$ ) از مقدار بحرانی

همچنین با افزایش نسبت تعداد دهانه‌های مهاربندی به تعداد کل دهانه‌ها، به تناسب آن، سختی سازه و شیب منحنی‌های IDA در ناحیه خطی نیز افزایش می‌یابد.

که به خوبی می‌توان تأثیر دو عامل سختی و استهلاک انرژی در عملکرد لرزه‌ای سازه‌های طراحی شده با سیستم دوگانه را در مقابل طیف وسیعی از زلزله‌ها مشاهده کرد.

### ۵- ارزیابی احتمالاتی توسط آزمون‌های آماری

#### نکویی برازش<sup>۱</sup>

هر مدلی که نسبت به سایر مدل‌های احتمال، رفتار پاسخ سازه را بهتر مدل کند و آنچه که در پاسخ سازه رخ داده است را بهتر منعکس نماید، آن مدل بهترین برازش را داشته است. پس با استفاده از این آزمون‌ها، توزیع احتمالی که نسبت به سایر توزیع‌ها برازش بهتری دارد به عنوان بهترین توزیع احتمال گزینش می‌شود. در این مقاله برای گزینش بهترین تابع از میان ۱۹ توزیع احتمال با نوشتن برنامه در Excel در ابتدا، از معیارهای مختلف مانند میانگین مربع خطا (MSE)<sup>۲</sup>، مجذور میانگین مربع خطا (RMSE)<sup>۳</sup>، ضریب همبستگی (CC)<sup>۴</sup>، میانگین خطای مطلق (MAD)<sup>۵</sup>، درصد میانگین قدر مطلق خطا (MAPE)<sup>۶</sup>، خطای استاندارد (SE)<sup>۷</sup> و ضریب تعیین (R Square (or R<sup>2</sup>)) استفاده شده است. سپس برای ادامه تحقیق و انتخاب بهترین توزیع احتمال برازش شده از میان توابع مورد بررسی، از دو آزمون آندرسن دارلینگ و آزمون کولموگروف اسمیرنوف از نرم افزار EasyFit کمک گرفته شده است. به شکلی که آماره آماری کمتر دو آزمون ذکر شده، توزیع احتمال مناسب را مشخص می‌کند. به صورتی که هر یک از این آماره‌ها، بیشترین مقدار داده‌های برآورد شده  $F_{\text{est}}$  و احتمال داده‌های حاصل از تحلیل دینامیکی  $F_{\text{act}}$  را معیار قضاوت قرار می‌دهد. (n تعداد داده‌ها است)

#### ۱-۵- ضریب همبستگی (CC)

6. Mean Absolute Percentage Error  
7. Standard Error  
8. Kolmogorov - Smirnov

1. Goodness Of Fit Test  
2. Mean Square Error  
3. Root Mean Square Error  
4. Correlation Coefficient  
5. Mean Absolute Deviation



$\sigma$  و  $\text{Ln}(\text{sa})$  به ترتیب بیانگر میانگین و انحراف معیار لگاریتم مقادیر شتاب طیفی برای آن حالت حدی  $i$  ام است که منجر به حالت آسیب مورد نظر  $i$  ام شده اند.  $P$  در رابطه فوق بیانگر این است که احتمال فراگذشت پارامتر تقاضای مهندسی سازه از ظرفیت حالت حدی  $i$  ام (یا آستانه انتخابی برای پارامتر نیاز سازه‌ی مورد نظر) مشروط بر شاخص شدت  $\text{IM}$ ،  $P \times 100$  درصد است. شایان ذکر است که مشابه این توضیحات برای سایر توابع توزیع تجمعی نیز قابل تعمیم است.

جدول ۴. نمونه ای از توابع احتمال پرکاربرد آماری مورد مطالعه در مقاله حاضر

Dist	Probability Density Function	Cumulative Distribution Function
Beta	$f(x) = \frac{1}{B(\alpha_1, \alpha_2)} \frac{(x-a)^{\alpha_1-1} (b-x)^{\alpha_2-1}}{(b-a)^{\alpha_1+\alpha_2-1}}$	$F(x) = I_z(\alpha_1, \alpha_2) \quad z = \frac{x-a}{b-a}$
Pareto	$f(x) = \frac{\alpha \beta^\alpha}{(x+\beta)^{\alpha+1}}$	$F(x) = 1 - \left(\frac{\beta}{x+\beta}\right)^\alpha$
Power Function	$f(x) = \frac{\alpha(x-a)^{\alpha-1}}{(b-a)^\alpha}$	$F(x) = \left(\frac{x-a}{b-a}\right)^\alpha$
Generalized Extreme Value	$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{\sigma} \exp(-(1+kz)^{-1/k}) (1+kz)^{-1-1/k} & k \neq 0 \\ \frac{1}{\sigma} \exp(-z - \exp(-z)) & k = 0 \end{cases}$	$F(x) = \begin{cases} \exp(-(1+kz)^{-1/k}) & k \neq 0 \\ \exp(-\exp(-z)) & k = 0 \end{cases}$ $Z = \frac{x-u}{\sigma}$
Generalized Logistic	$F(x) = \begin{cases} \frac{1}{\sigma(1+(1+kz)^{-1/k})^2} & k \neq 0 \\ \frac{\exp(-z)}{\sigma(1+\exp(-z))^2} & k = 0 \end{cases}$	$F(x) = \begin{cases} \frac{1}{1+(1+kz)^{-1/k}} & k \neq 0 \\ \frac{1}{1+\exp(-z)} & k = 0 \end{cases}$ $Z = \frac{x-u}{\sigma}$
Rayleigh	$f(x) = \frac{2}{\sigma^2} \exp(-\frac{1}{\sigma^2}(\frac{x}{\sigma})^2)$	$F(x) = 1 - \exp(-\frac{1}{\sigma^2}(\frac{x}{\sigma})^2)$
Cauchy	$f(x) = \frac{1}{\pi} \sigma(1 + (\frac{x-u}{\sigma})^2)^{-2}$	$F(x) = \frac{1}{\pi} \arctan(\frac{x-u}{\sigma}) + 0.5$
Gama	$F(x) = \frac{x^{\alpha-1}}{\Gamma(\alpha)} \exp(-x/\beta)$	$F(x) = \frac{\Gamma(x/\beta, \alpha)}{\Gamma(\alpha)}$
Gumbel Max	$f(x) = \frac{1}{\sigma} \exp(-z - \exp(-z))$	$F(x) = \exp(-\exp(-z))$ $Z = \frac{x-u}{\sigma}$
Gumbel Min	$f(x) = \frac{1}{\sigma} \exp(z - \exp(z))$	$F(x) = 1 - \exp(-\exp(z))$
Laplas	$F(x) = \frac{\lambda}{2} \exp(-\lambda x-u )$	$F(x) = \begin{cases} \frac{1}{2} \exp(-\lambda u-x ) & x \leq u \\ 1 - \frac{1}{2} \exp(-\lambda x-u ) & x > u \end{cases}$
Log-Logistic	$f(x) = \frac{\alpha}{\beta} \frac{x}{\beta} \alpha^{-1} (1 + (\frac{x}{\beta})^\alpha)^{-2}$	$F(x) = (1 + (\frac{x}{\beta})^\alpha)^{-1}$
Log Normal	$f(x) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \exp(-\frac{(\ln(x-u))^2}{2\sigma^2})$	$F(x) = \Phi(\frac{\ln(x-u)}{\sigma})$
Exponential	$f(x) = \lambda \exp(-\lambda x)$	$F(x) = 1 - \exp(-\lambda x)$
Hyperbolic Secant	$f(x) = \frac{\text{sech}(\frac{\pi(x-u)}{2\sigma})}{2\sigma}$	$F(x) = \frac{2}{\pi} \arctan(\exp(\frac{\pi(x-u)}{2\sigma}))$
Dagum	$f(x) = \frac{\alpha k (\frac{x}{\beta})^{\alpha k-1}}{\beta(1+(\frac{x}{\beta})^{\alpha k})^{k+1}}$	$F(x) = (1 + (\frac{x}{\beta})^{\alpha k})^{-k}$
Weibull	$f(x) = \frac{\alpha}{\beta} (\frac{x}{\beta})^{\alpha-1} \exp(-(\frac{x}{\beta})^\alpha)$	$F(x) = 1 - \exp(-(\frac{x}{\beta})^\alpha)$
Normal	$f(x) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \exp(-\frac{1}{2}(\frac{x-u}{\sigma})^2)$	$F(x) = \Phi(\frac{x-u}{\sigma})$
Logistic	$F(x) = \frac{\exp(-z)}{\sigma(1+\exp(-z))^2}$	$F(x) = \frac{1}{1+\exp(-z)}$

**Table 4.** An example of the most widely used statistical probability functions studied in the present paper

(D) کوچک‌تر باشد، فرض صفر صحیح بوده و بین داده‌های حاصل از تحلیل دینامیکی و توزیع تئوری تفاوت معنی‌داری وجود ندارد [24].

### ۸-۸-۱ آزمون آندرسن-دارلینگ<sup>۱</sup>

یک آزمون کامل با هدف مقایسه برازش تابع توزیع تجمعی بر داده‌های حاصل از تحلیل دینامیکی و بهترین تابع توزیع تجمعی برازش شده (مورد انتظار) است. در صورتی که مقدار آماره  $A^2$  در رابطه (۱۱)، در یک سطح معناداری  $\alpha$  از مقدار بحرانی در جداول مربوط به مشتقات روش آندرسون دارلینگ کمتر باشد، فرض تناسب توزیع داده‌های حاصل از تحلیل و توزیع مدل احتمالی قبول است [25]. با توجه به اینکه این آزمون وزن بیشتری به داده‌ها می‌دهد به همین جهت از دقت بیشتری نسبت به آزمون کولموگوروف اسمیرنوف برخوردار است.

$$A^2 = -n - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (2i-1) \cdot [\ln F(X_i) + \ln(1-F(X_{n+1-i}))] \quad (11)$$

در این مقاله، ۱۹ نمونه از تابع توزیع احتمال مناسب معرفی شده در جدول (۴) مورد استفاده قرار می‌گیرند و لازم به ذکر است که توابع توزیع دیگری نیز وجود دارند که در این مقاله مورد بررسی قرار نگرفتند و توابع توزیع مورد استفاده از میان نمونه‌ای از توابع مختلف با تعداد پارامترهای مناسب و رایج در ریاضیات، به منظور ارزیابی احتمالاتی و همچنین ارزیابی آماری در برنامه Excel انتخاب شده است. به صورتی که ستون‌های جدول (۴) به ترتیب نماینده اسامی توابع احتمال، تابع توزیع چگالی احتمال و تابع توزیع تجمعی است.

### ۵-۹-۱ منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای<sup>۲</sup> و درستی آزمایی

با استفاده از این منحنی‌ها می‌توان گفت احتمال فراگذشت از سطوح عملکردی به ازای هر سطح از  $\text{IM}$  متناظر با آن سطح عملکرد به چه میزان است. برای رسم این منحنی‌ها، با استفاده از مقادیر مرتب شده برای  $\text{IM}$ ‌های متناظر با حالت‌های حدی مدنظر برای تمامی شتاب‌نگاشت‌ها، منحنی‌های شکنندگی با استفاده از تابع توزیع احتمال تجمعی (CDF)<sup>۳</sup> رسم می‌شود [26]. به عنوان نمونه در صورتی که تابع توزیع احتمال مورد استفاده‌ی پژوهشگران (لوگ نرمال) برای رسم منحنی‌های شکنندگی مد نظر باشد:

$$P(D = \text{EDP}_D > C = \text{EDP}_I | \text{IM}) = \Phi\left(\frac{\text{Ln}(\text{sa}) - \overline{\text{Ln}(\text{sa})}}{\sigma}\right) \quad (12)$$

### 3. Cumulative Distribution Function

1. Anderson - Darling
2. Seismic Fragility Curve

شکل ۹. درستی آزمایشی رسم منحنی شکنندگی در دو نرم افزار EasyFit Professional و برنامه نوشته شده در Excel

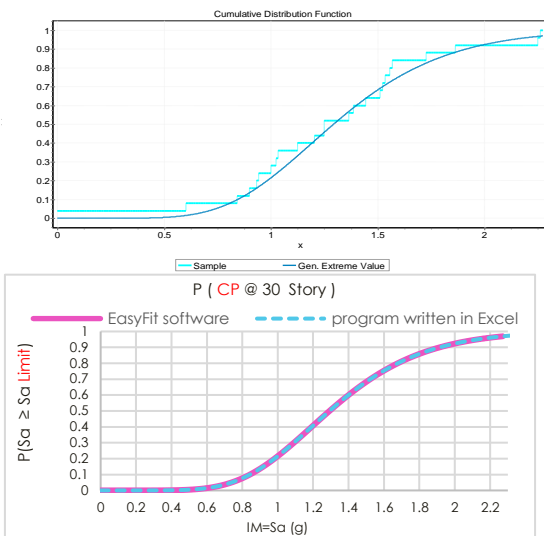


Fig. 9. Validation of drawing fragility curves in both EasyFit Professional software and program written in Excel

### ۵-۱۰- تعیین بهترین توزیع احتمال برازش شده

در قسمت ۵-۱۰ ابتدا با استفاده از معیارهای مختلف آماره های ذکر شده، بهترین توزیع احتمال برازش شده که در بیشتر سطوح عملکردی از برازش مناسبی برخوردار است به عنوان توزیع احتمال منتخب انتخاب می شود. مشاهده می شود که در اکثر سطوح عملکردی مورد بررسی، توزیع احتمال Generalized Extreme Value توانسته است توسط دو آزمون

جدول ۶. بهترین توزیع احتمال برازش شده برای سطوح عملکردی IO و LS و CP به ترتیب برای سازه های ۲۰ و ۲۵ و ۳۰ طبقه

For Limit State IO (@ 30 Story)																
Distribution	Mean Absolute Percentage Error	Mean Absolute Deviation (MAD)	Root Mean Square Error	Mean Square Error (MSE)	Standard Error	Correlation Coefficient	R Square	Rank	Goodness of Fit							
									Kolmogorov Smirnov		Anderson Darling		Statistic		Distribution	
									Distribution	Statistic	Distribution	Statistic	Distribution	Statistic	Distribution	Statistic
Normal	0.7326034	0.24707	0.055	0.0297988	0.05986	0.981272	0.9629	1	Gen. Extreme Value	0.088	Gen. Extreme Value	0.72	15	Rayleigh		
Beta	15.202833	0.4224	0.51	0.0255888	0.0461	0.980808	0.7624	2	Gumbel Min	0.194	Dagum	0.2659	6	Log-Logistic		
Exponential	0.7158373	0.16583	0.261	0.0463174	0.04294	0.933899	0.8758	3	Gen. Logistic	0.026	Gumbel Min	0.782	1	Log-Logistic		
Gamma	23.825137	0.0736	0.08	0.0831	0.943718	0.9884	4	Beta	0.112	Gen. Logistic	0.3036	8	Log-Logistic			
Weibull	0.9174448	1.04504	0.54	0.0201082	0.0539	0.97534	0.891	5	Dagum	0.112	Normal	0.531	1	Normal		
Cauchy	0.1839588	0.07448	0.083	0.0069224	0.04152	0.989166	0.9784	6	Power Function	0.124	Logistic	0.648	1	Logistic		
Easly	7.33328229	0.02799	0.034	0.0011895	0.03349	0.993517	0.9871	7	Normal	0.153	Weibull	0.659	1	Weibull		
Dagum	10.680459	0.03286	0.038	0.0014606	0.03378	0.993602	0.9872	8	Weibull	0.156	Hypersecant	0.777	1	Hypersecant		
Generalized Extreme Value	13.0647569	0.03665	0.042	0.0017993	0.04149	0.991079	0.9822	9	Cauchy	0.157	Cauchy	0.831	1	Cauchy		
Generalized Logistic	28.061242	0.0771	0.09	0.0081541	0.02979	0.959034	0.9197	10	Logistic	0.162	Gamma	0.997	1	Gamma		
Gumbel Max	2.5529255	0.03464	0.042	0.001749	0.03831	0.992663	0.9884	11	Hypersecant	0.17	Laplace	1.07	1	Laplace		
Logistic	0.32047	0.03502	0.041	0.0036871	0.04549	0.997927	0.999	12	Gamma	0.189	Lognormal	1.11	1	Lognormal		
Log-Logistic	7.898426	0.0574	0.083	0.0068774	0.02833	0.955884	0.9137	13	Laplace	0.193	Log-Logistic	1.15	1	Log-Logistic		
Log-Logistic	14.6459994	0.28304	0.329	0.0181753	0.0336	0.894152	0.8001	14	Lognormal	0.199	Gumbel Max	1.83	1	Lognormal		
Pareto	54.9170374	0.09847	0.105	0.01097	0.05452	0.963763	0.9287	15	Log-Logistic	0.205	Rayleigh	2.01	1	Rayleigh		
Rayleigh	20.894827	0.06185	0.07	0.0048877	0.07138	0.973453	0.9532	16	Gen. Rayleigh	0.222	Power Function	4.29	1	Power Function		
Hyperbolic Secant	3.0899968	0.03219	0.039	0.001529	0.03971	0.991899	0.9839	17	Gumbel Max	0.222	Beta	4.29	1	Beta		
Power Function	22.4453331	0.07261	0.083	0.0068336	0.02824	0.969753	0.9404	18	Pareto	0.314	Exponential	5.63	1	Exponential		
Laplace	0.93571343	0.08853	0.075	0.0058712	0.06031	0.947476	0.9244	19	Exponential	0.363	Pareto	6.02	1	Pareto		
Log normal	19.3571343	0.08853	0.075	0.0058712	0.06031	0.947476	0.9244	19	Exponential	0.363	Pareto	6.02	1	Pareto		

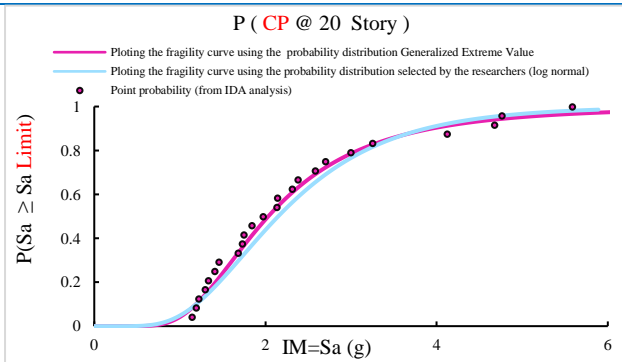
جدول ۵. مقادیر پارامترهای تابع های توزیع احتمال

Distribution	Parameter	Performance Level								
		IO			LS			CP		
		20 St	25 St	30 St	20 St	25 St	30 St	20 St	25 St	30 St
Normal	$\mu$ continuous location parameter	0.279	0.19	0.137	0.899	0.648	0.512	2.4	1.89	1.34
	$\sigma$ continuous scale parameter	0.061	0.055	0.039	0.297	0.235	0.123	1.25	0.622	0.418
	$\alpha 1$ continuous shape parameter	0.988	2.33	1	0.562	0.629	1.8	0.447	0.963	3.35
	$\alpha 2$ continuous shape parameter	0.863	2.5	0.672	1.12	0.908	1.72	1.13	1.31	8.77
Beta	$a$ continuous boundary parameter	0.168	0.062	0.058	0.554	0.337	0.238	1.14	0.861	0.428
	$b$ continuous boundary parameter	0.377	0.327	0.19	1.74	1.1	0.769	6.14	3.3	3.74
Exponential	$\lambda$ continuous inverse scale parameter	3.58	5.27	7.29	1.11	1.54	1.95	0.416	0.528	0.745
	$\alpha 1$ continuous shape parameter	20.6	12	12.1	9.17	7.63	17.4	3.71	9.25	10.3
Gamma	$\beta$ continuous scale parameter	0.014	0.016	0.011	0.098	0.085	0.029	0.648	0.205	0.13
	$\alpha$ continuous parameter	-1.3	-1.71	-2.04	-0.16	-0.5	-0.7	0.765	0.583	0.248
Log Normal	$\mu$ continuous parameter	0.222	0.312	0.336	0.305	0.36	0.259	0.46	0.34	0.31
	$\sigma$ continuous shape parameter	4.91	3.59	3.17	3.62	3.02	4.26	2.41	3.32	3.65
Weibull	$\alpha$ continuous scale parameter	0.299	0.206	0.152	0.965	0.705	0.552	2.57	2.05	1.44
	$\beta$ continuous location parameter	0.267	0.19	0.15	0.777	0.61	0.536	1.88	1.87	1.3
Cauchy	$\sigma$ continuous scale parameter	0.045	0.03	0.022	0.157	0.148	0.064	0.548	0.397	0.257
	$a$ continuous shape parameter	7.7	9.3	5.97	7.43	4.03	14.6	2.6	6.91	5.99
Dagum	$\beta$ continuous scale parameter	0.279	0.227	0.191	0.354	0.124	0.616	0.051	2.18	1.35
	$k$ continuous shape parameter	0.916	0.39	0.004	92.3	111	0.282	240	0.509	0.844
Generalized Extreme Value	$\mu$ continuous location parameter	0.256	0.17	0.129	0.749	0.54	0.478	1.75	1.64	1.16
	$\sigma$ continuous scale parameter	0.062	0.056	0.045	0.214	0.206	0.133	0.74	0.594	0.367
Generalized Logistic	$k$ continuous shape parameter	-0.25	-0.28	-0.61	0.11	-0.06	-0.45	0.235	-0.17	-0.08
	$\mu$ continuous location parameter	0.278	0.19	0.143	0.834	0.618	0.522	2.06	1.85	1.3
Gumbel Max	$\sigma$ continuous scale parameter	0.036	0.032	0.022	0.151	0.132	0.069	0.557	0.358	0.232
	$k$ continuous shape parameter	0.02	0.002	-0.17	0.243	0.132	-0.09	0.33	0.066	0.118
Gumbel Min	$\mu$ continuous location parameter	0.252	0.165	0.119	0.765	0.542	0.457	1.84	1.61	1.15
	$\sigma$ continuous scale parameter	0.048	0.043	0.031	0.231	0.183	0.096	0.973	0.485	0.326
Logistic	$\mu$ continuous location parameter	0.307	0.215	0.155	1.03	0.753	0.567	2.96	2.17	1.53
	$\sigma$ continuous scale parameter	0.048	0.043	0.031	0.231	0.183	0.096	0.973	0.485	0.326
Log-Logistic	$\mu$ continuous location parameter	0.279	0.19	0.137	0.899	0.648	0.512	2.4	1.89	1.34
	$\sigma$ continuous scale parameter	0.034	0.03	0.022	0.164	0.129	0.068	0.688	0.343	0.231
Pareto	$\alpha$ continuous shape parameter	4.89	4.93	4.28	5.29	5.92	5.8	3.53	4.63	5.14
	$\beta$ continuous scale parameter	0.269	0.178	0.128	0.834	4.31	0.487	2.06	1.75	1.25
Rayleigh	$\alpha$ continuous scale parameter	2.07	1.26	1.24	2.3	1.69	1.159	1.58	1.37	1.33
	$\beta$ continuous scale parameter	0.168	0.82	0.558	0.554	0.337	0.265	1.14	0.861	0.604
Hyperbolic Secant	$\sigma$ continuous scale parameter	0.233	0.152	0.109	0.717	0.517	0.408	1.92	1.15	1.07
	$\mu$ continuous location parameter	0.279	0.19	0.137	0.899	0.648	0.512	2.4	1.89	1.34
Power Function	$\alpha$ continuous scale parameter	0.061	0.055	0.039	0.297	0.235	0.123	1.13	0.622	0.388
	$a$ continuous shape parameter	0.967	0.942	1.57	0.216	0.492	0.894	0.37	0.786	0.793
Laplace	$\mu$ continuous location parameter	0.168	0.082	0.048	0.554	0.337	0.265	1.14	0.861	0.604
	$k$ continuous inverse scale parameter	0.376	0.304	0.19	1.67	1.12	0.75	5.6	3.21	2.27

Table 5. The values of the parameters of the probability distribution functions

به صورتی که هر یک از اصطلاحات مرتبط با پارامترهای ذکر شده برای توزیع Generalized Extreme Value به این صورت است که  $\sigma$  پارامتر مقیاس و همواره بزرگتر از صفر،  $\mu$  پارامتر مکان یا موقعیت و  $k$  پارامتر شکل که طبیعت و چگونگی توزیع را بیان می کند، نماد چولگی یا کجی (معیاری از نامتقارن بودن توزیع احتمال) است. در ادامه، منحنی های شکنندگی ترسیم شده توسط نرم افزار آماری EasyFit و برنامه نویسی شده در Excel مقایسه می شوند. به صورتی که در ابتدا بعد از مشخص کردن پارامترهای توزیع احتمال Generalized Extreme Value ( $k = -0.082$  و  $\sigma = 0.367$  و  $u = 1.16$ ) نمونه منحنی شکنندگی برای سطح عملکرد آستانه فروریزش در

سازه ۳۰ طبقه با استفاده از تابع احتمال رسم شده در Excel مقایسه می شود. در ادامه، منحنی های شکنندگی ترسیم شده توسط برنامه نویسی شده در EasyFit با نمونه نوشته شده در Excel مقایسه می شود.



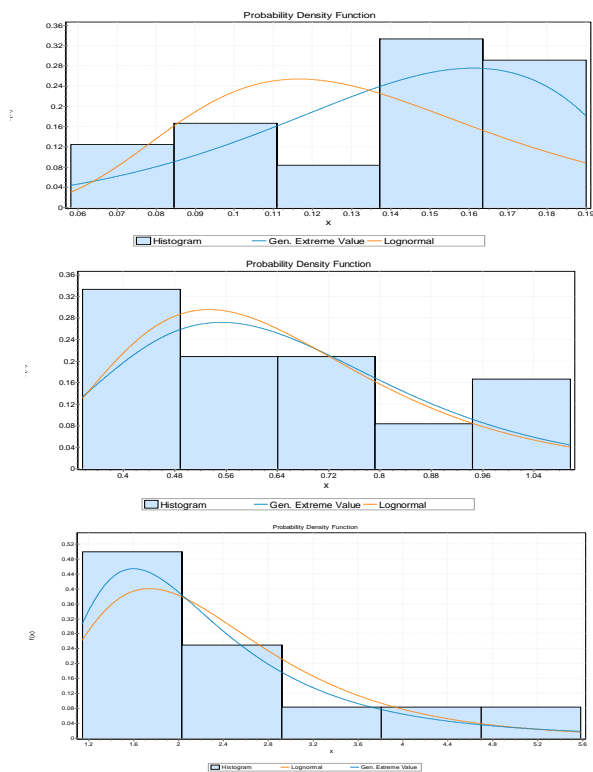
**Fig.10.** Comparison of fragility curves for performance levels of IO, LS and CP, respectively for 30, 25 and 20 storey structures

مشاهده می‌شود توزیع احتمال منتخب، با داشتن پارامترهای مناسب‌تر نسبت به توزیع احتمال لوگ نرمال، بهتر خود را به سمت نقاط پراکنده‌ی حاصل از تحلیل دینامیکی می‌کشاند.

### ۵-۱۱- رسم نمودار بسامد

در این مقایسه، با ترسیم نمودار بسامد توابع توزیع احتمال، می‌توان چگونگی برازش بهترین تابع توزیع احتمال را نسبت به توزیع لوگ نرمال، به خوبی مشاهده کرد.

شکل ۱۱. نمودار بسامد بهترین توزیع احتمال و توزیع احتمال مورد استفاده پژوهشگران (لوگ نرمال) برای سطوح عملکردی IO و LS و CP به ترتیب برای سازه ۳۰ و ۲۵ و ۲۰ طبقه



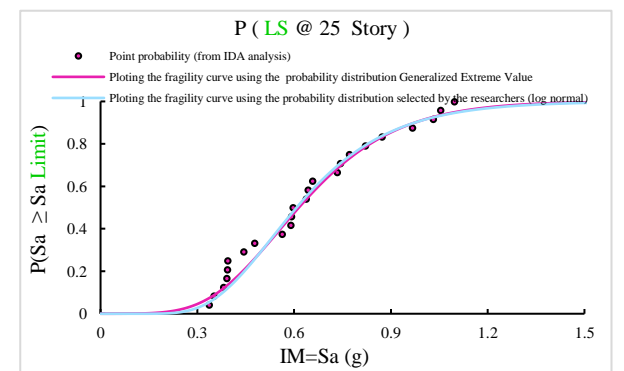
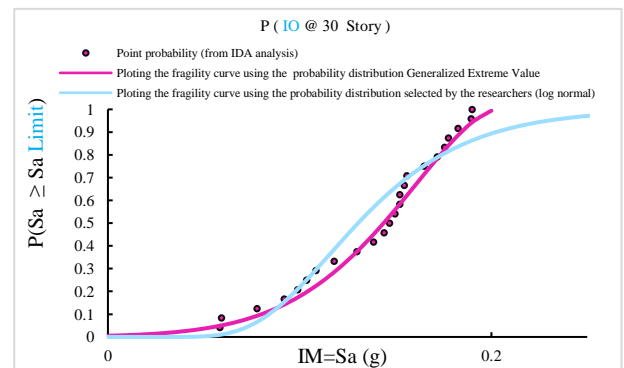
**Fig. 11.** Frequency diagram of the best probability distribution and probability distribution used by researchers (log normal) For performance levels of IO, LS and CP, respectively for 30, 25 and 20 storey structures

Distribution	Max. Likelihood Estimator	Mean	Max. Likelihood Estimator	Max. Likelihood Estimator	Max. Likelihood Estimator	R Square	Rank	Goodness of Fit				
								Kalmogorov	Smirnov	Anderson Darling		
											Statistic	Distribution
Normal	0.3478707	0.0916	0.103	0.0105308	0.081	0.935486	0.913	1	Gen. Extreme Value	0.081	Gen. Extreme Value	0.241
Beta	15.540394	0.0554	0.064	0.0041075	0.046	0.988332	0.9788	2	Gen. Logistic	0.086	Gen. Logistic	0.292
Exponential	88.72891	0.1253	0.153	0.0233322	0.051	0.981449	0.9434	3	Lognormal	0.095	Log-Logistic	0.348
Gamma	24.16449	0.05702	0.063	0.0009975	0.056	0.992811	0.9439	4	Log-Logistic	0.11	Lognormal	0.428
Weibull	24.28323	0.06133	0.067	0.0044938	0.043	0.978683	0.9567	5	Beta	0.123	Gumbel Max	0.532
Cauchy	36.192774	0.03863	0.068	0.0046645	0.043	0.989463	0.9794	6	Gumbel Max	0.129	Gamma	0.572
Dagum	271.25518	0.07488	0.026	0.2790708	0.074	0.947831	0.8964	7	Weibull	0.132	Rayleigh	0.827
Generalized Extreme Value	12.05869	0.02782	0.033	0.0010619	0.029	0.993501	0.991	8	Gamma	0.138	Weibull	1.07
Generalized Logistic	13.937231	0.03336	0.039	0.0015499	0.033	0.994119	0.9883	9	Rayleigh	0.163	Cauchy	1.22
Gumbel Max	23.194078	0.05798	0.064	0.004061	0.055	0.983393	0.9671	10	Pareto	0.165	Logistic	1.27
Gumbel Min	37.81906	0.12636	0.144	0.0207845	0.115	0.924304	0.8543	11	Power Function	0.165	Normal	1.28
Logistic	31.424868	0.29433	0.106	0.0112037	0.084	0.93854	0.9188	12	Normal	0.174	Hyperscant	1.32
Log-Logistic	15.795663	0.03102	0.036	0.001326	0.035	0.993051	0.9862	13	Logistic	0.177	Laplace	1.53
Pareto	82.87371	0.29493	0.346	0.1996209	0.225	0.996395	0.9932	14	Hyperscant	0.186	Pareto	2.28
Rayleigh	33.177312	0.04883	0.078	0.0060937	0.071	0.97223	0.9482	15	Cauchy	0.203	Exponential	3.4
Hyperscant	30.369897	0.10275	0.114	0.0133608	0.095	0.959423	0.9209	16	Laplace	0.211	Gumbel Min	3.43
Power Function	23.49322	0.04137	0.071	0.0049902	0.05	0.988298	0.9728	17	Gumbel Min	0.245	Beta	4.29
Laplace	31.908375	0.10288	0.119	0.0141687	0.088	0.95912	0.9138	18	Exponential	0.378	Power Function	4.66
Log normal	17.522384	0.05158	0.056	0.0031646	0.042	0.990119	0.9803	19	Dagum	0.928	Dagum	62.4

**Table 6.** Best Fitted Probability Distribution for the performance levels of IO, LS and CP, respectively for 30, 25 and 20 storey structures

آندرسون دارلینگ و کولموگروف اسمیرنوف نسبت به سایر توابع توزیع احتمال مورد بررسی در این پژوهش، رتبه مناسبی را احراز نماید، همچنین مشاهده می‌شود که در بیشتر سطوح عملکردی مورد بررسی، رتبه توزیع منتخب توسط دو آزمون ذکر شده، به رتبه همان توزیع‌های ذکر شده که در مرحله‌ی قبل در اکثر آماره‌های سمت چپ جدول مورد ارزیابی احتمالاتی قرار گرفته‌اند و نماینده‌ی بهترین توزیع شده‌اند، نزدیک است.

شکل ۱۰. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی برای سطوح عملکردی IO و LS و CP به ترتیب برای سازه ۳۰ و ۲۵ و ۲۰ طبقه



## Generalized Extreme Value از اختلاف بیشتری برخوردار

است و همواره نتوانسته است برازش مناسبی داشته باشد.

شکل ۱۳. نمودار اختلاف احتمال بهترین توزیع احتمال برازش شده و توزیع احتمال مورد استفاده پژوهشگران (لوگ نرمال)، برای سطوح عملکردی IO و LS و CP به ترتیب برای سازه ۳۰ و ۲۵ و ۲۰ طبقه

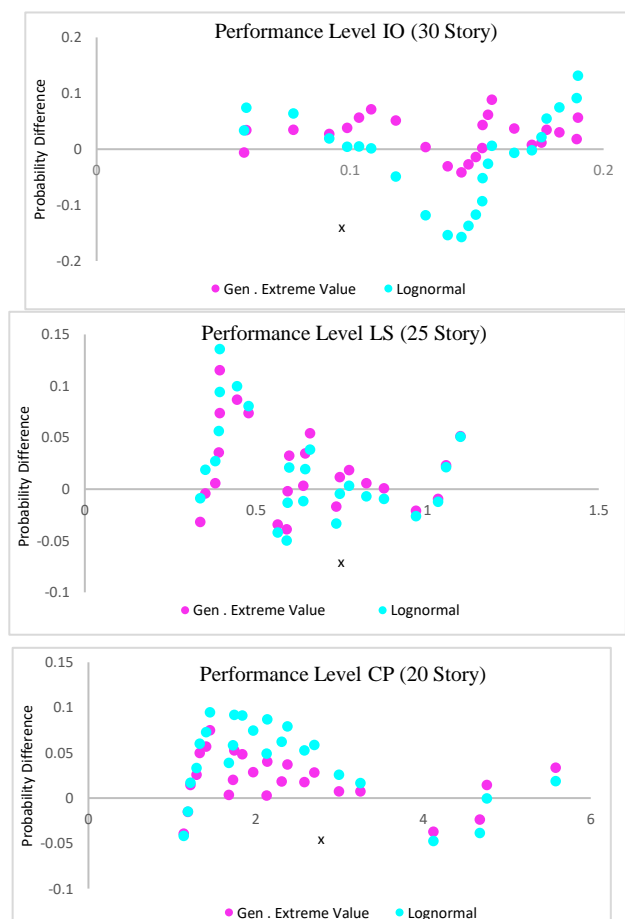


Fig. 13. Probability Difference Graph of the best fitted probability distribution and probability distribution used by researchers (log normal) For performance levels of IO, LS and CP, respectively for 30, 25 and 20 storey structures

پس هریک از مجموعه استدلال‌های فوق که ارائه شد، خود به تنهایی دلیلی بر عدم انتخاب توزیع لوگ نرمال به عنوان بهترین توزیع برازش شده است.

## ۶- نتیجه گیری

نتایج حاصل شده از آزمون‌های نکویی برازش نشان می‌دهد که رتبه توزیع لوگ نرمال در رتبه بندی بهترین توابع توزیع احتمال برازش شده در مقابل سایر توابع توزیع احتمال متغیر است. با وجود اینکه توزیع لوگ نرمال در سطوح اطمینان مورد مطالعه

## ۱۲-۵- نمودار چندک چندک (Q-Q plot)

طبق این نمودار هرچقدر نمونه داده‌ها از توزیع منتخب پیروی کنند، نقاط روی نمودار چندک چندک تقریباً روی یک خط راست قرار می‌گیرند و پراکندگی داده‌ها حول این خط کمتر می‌شود.

شکل ۱۲. نمودار چندک چندک بهترین توزیع احتمال برازش شده و توزیع احتمال مورد استفاده پژوهشگران (لوگ نرمال)، برای سطوح عملکردی IO و LS و CP به ترتیب برای سازه ۳۰ و ۲۵ و ۲۰ طبقه

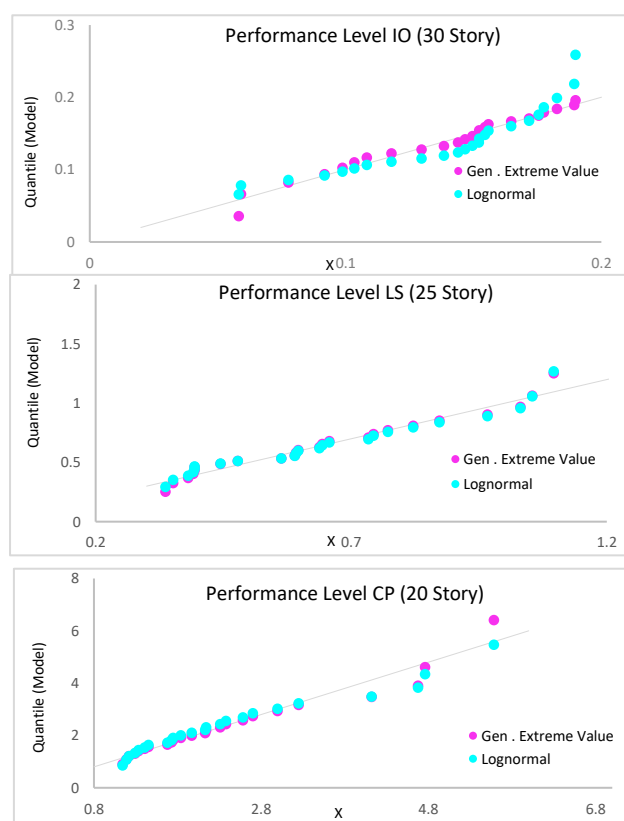


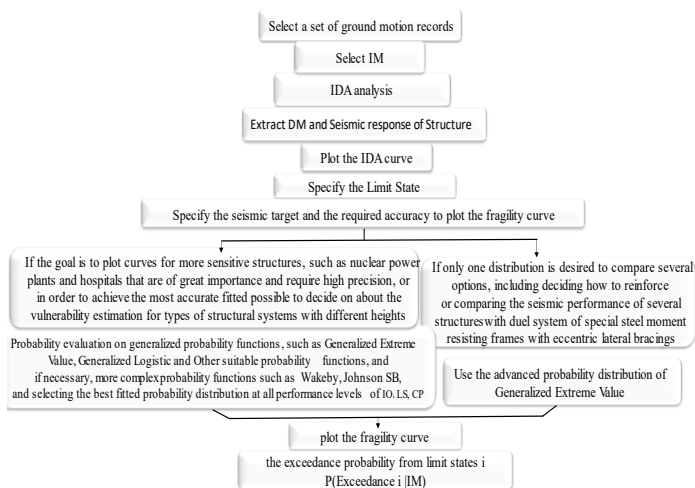
Fig. 12. Quantile-Quantile plot of the best fitted probability distribution and probability distribution used by researchers (log normal) For performance levels of IO, LS and CP, respectively for 30, 25 and 20 storey structures

## ۱۳-۵- نمودار اختلاف احتمال

نمودار اختلاف احتمال برای بیان اختلاف احتمال بین داده‌های حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده و داده‌های حاصل از تابع توزیع احتمال تجمعی تخمین زده شده است، به صورتی که هرچقدر این اختلاف بیشتر باشد فاصله نقاط از محور افقی افزایش می‌یابد. در این مقاله برای مقایسه بهتر بین دو توزیع از این نمودار نیز استفاده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود تابع توزیع لوگ نرمال نسبت به تابع توزیع احتمال

با مهاربند واگرا برای رسم منحنی شکنندگی مدنظر است، به پژوهشگران پیشنهاد می‌شود از توزیع احتمال پیشرفته Generalized Extreme Value، که علاوه بر برخورداری از پارامتر شکل و شامل شدن پارامترهای مناسب‌تر نسبت به توزیع log normal، به علت قابلیت برازش هر چه بهتر نسبت به این توزیع، استفاده کنند ولی برای سازه‌هایی با کاربری حساس‌تر نظیر تصمیم‌گیری برای نیروگاه‌های هسته‌ای و بیمارستان‌ها که از اهمیت بالایی برخوردارند و به صورت ویژه مستلزم دقت بالایی می‌باشند یا با هدف رسیدن به دقیق‌ترین برازش ممکن برای تصمیم‌گیری در تخمین آسیب پذیری انواع سیستم‌های سازه‌ای با ارتفاع‌های مختلف، آنگاه توصیه می‌شود قبل از تحلیل شکنندگی با استفاده از ارزیابی احتمالاتی، ابتدا در تمام سطوح عملکردی، بهترین توزیع احتمال برازش شده انتخاب شوند و سپس آسیب پذیری سازه‌ها توسط منحنی‌های شکنندگی تخمین زده شود. شایان ذکر هست که در این حالت نیز توصیه می‌شود در توابع مورد بررسی حتماً از توابع توزیع احتمال تعمیم‌یافته مانند Generalized و Generalized Extreme Value و Logistic و در صورت نیاز از توابع احتمال پیچیده‌تر شامل Johnson SB و Wakeby و نظایر آن استفاده شود.

شکل ۱۴. نقشه‌ی ارائه شده ISFC برای رسم منحنی‌های شکنندگی



**Fig. 14.** The presented plan ISFC for plotting fragility curves همچنین با توجه به اینکه بازه شتاب طیفی سازه‌ها تحت سطوح خطر زلزله‌ی متناظر با سطوح عملکردی IO، LS و CP قبل از نقطه‌ی عطف منحنی‌های شکنندگی و معمولاً در ناحیه‌ی ابتدایی

رد نشده است اما این توزیع در هیچ یک از سطوح عملکردی سه‌گانه نتوانست رتبه بهترین توزیع احتمال برازش شده را به خود اختصاص دهد؛ زیرا تعدادی از توابع توزیع احتمال دیگر وجود دارند که برازش مناسب‌تری نسبت به توزیع لوگ نرمال دارند و به کار گرفتن توزیع لوگ نرمال برای انواع سیستم‌های سازه‌ای، پیامدی جز افزودن به عدم قطعیت‌ها و دور شدن از رفتار واقعی سیستم‌های سازه‌ای نخواهد داشت. همچنین نتایج ارزیابی احتمالاتی روی ۱۹ تابع توزیع احتمال مورد مطالعه در سطوح عملکردی مورد بررسی نشان می‌دهد که تابع توزیع احتمال Generalized Extreme Value از قابلیت انعطاف پذیری بیشتر و برازش بهتری برخوردار است و بهتر خود را به سمت نقاط پراکنده‌ی حاصل از تحلیل دینامیکی می‌کشانند و در نتیجه نماینده بهتری برای بیان رفتار سطوح عملکردی است. این توزیع توانست در بیشتر سطوح عملکردی مورد بررسی نسبت به سایر توابع توزیع احتمال مورد مطالعه، برازش بهتری داشته باشد و بخش عمده‌ای از پراکندگی نقاط حاصل از تحلیل دینامیکی و ویژگی‌های احتمالاتی توابع ریاضی و تقاضای لرزه‌ای را پوشش دهد. اما همان‌گونه که پیش‌بینی می‌شد توزیع منتخب معرفی شده در چند حالت نتوانست رتبه نخست بهترین برازش را احراز نماید و این خود با استدلال خاصیت احتمالاتی تابع ریاضی و نقاط تقاضای لرزه‌ای امری توجیه‌پذیر و منطقی است. هر چند در این چند حالت نیز اختلاف چشمگیری با بهترین برازش در رتبه‌بندی توابع آن حالت دیده نمی‌شود. در ادامه با توجه به نتایج حاصل شده، در راستای کاهش عدم قطعیت مربوط به مدل ریاضی و احتمالاتی، در قالب یک دیدگاه جامع و بنا بر دقت هدف لرزه‌ای مورد نیاز، یک روش مناسب برای تولید منحنی‌های شکنندگی، با نام "منحنی شکنندگی لرزه‌ای هوشمند" (ISFC) در قالب نقشه‌ی ارائه شده در شکل (۱۴) معرفی می‌شود. به صورتی که اگر از میان ۱۹ تابع مورد بررسی در این مقاله، تنها استفاده از یک توزیع احتمال و با هدف مقایسه بین چند گزینه از جمله تصمیم گرفتن درباره‌ی چگونگی مقاوم‌سازی یا مقایسه عملکرد لرزه‌ای چند سازه با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی ویژه

## 1. Intelligent Seismic Fragility Curve

- [11] Jalayer, F. (2003). Direct probabilistic seismic analysis, implementing non-linear dynamic assessments: Stanford University.
- [12] Baker, J. W. and Cornell, C. A. (2006). Vector-valued ground motion intensity measures for probabilistic seismic demand analysis, PEER Report 2006/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center-College of Engineering, *University of California, Berkeley*.
- [13] Khalfan, M. *et al.* (2013). Fragility curves for residential buildings in developing countries: A case study on non-engineered URM homes in Bantul, Indonesia, MSc Thesis, *Department of Civil Engineering, McMaster University, Hamilton, Ontario, Canada*.
- [14] Building and Housing Research Center Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, *Standard. 2800. 4th Edition*, Tehran, Iran, 2014 (in persian).
- [15] Iranian National Building Regulations, Sixth issue, (Load On The Buildings) National Building Regulation Office, Tehran, Iran, 2013 (in Persian).
- [16] Iranian National Building Code (INBC), Tenth issue, Design and Construction of Steel Structures: *Ministry of Housing and Urban Development*, Tehran, Iran. 2013 (in persian).
- [17] CSI ETABS, (2016), v.16.2.1, Integrated Building Design Software.
- [18] User Guide Perform-3D, Nonlinear analysis and performance assessment for 3D structures California: Computers and Structures, Inc; 2011.
- [19] Thai, H. and Kim, S. (2011). Practical advanced analysis software for nonlinear inelastic dynamic analysis of steel structures, *Journal of Constructional Steel Research*, 67(3), pp. 453–461.
- [20] FEMA 356, (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency.
- [21] FEMA-P695, (2009). Quantification of Building Seismic Performance Factors.
- [22] PEER Strong Ground Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [23] Vamvatsikos, D. and Allin Cornell, C. (2002). Incremental dynamic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), pp. 491–514.
- [24] Massey, F. J. (1951). The Kolmogorov-Smirnov Test for Goodness of Fit, *J. Am. Stat. Assoc.*, 46 (253), pp. 68–78.
- این منحنی‌ها تمرکز دارند و چون در این ناحیه، بیشتر منحنی‌های شکنندگی ترسیم شده با استفاده از توزیع احتمال لوگ نرمال، پایین تر از منحنی حاصل از توزیع منتخب قرار داشت به همین جهت می‌توان بیان کرد که تخمین آسیب‌پذیری سطوح عملکردی متناظر با سطوح خطر زلزله‌های مختلف با استفاده از توزیع لوگ نرمال منجر به نتایج دست پایین می‌شود.
- ## ۷- مراجع
- [1] God Almighty, The Holy Quran, 14 Centuries ago, Surah Al-Zalzalah, Ayah (۱).
- [2] Kennedy, R. P. *et al.* (1980). Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear power plant, *Nuclear Engineering and Design*, 59(2), pp. 315–338.
- [3] Tantala, M.W., Deodatis, G.J., (2002). Development of Seismic Fragility Curves for Tall Building. *Proceedings of the 15th ASCE Engineering Mechanics Conference, Columbia University. New York*.
- [4] Arizaga, G., (2006). Earthquake Induced Damage Estimation for Steel Buildings in Puerto Rico.
- [5] Güneysi, E.M., & Altay, G. (2008). Seismic fragility assessment of effectiveness of viscous dampers in R/C buildings under scenario earthquakes, *Journal of Structural Safety*, 30(5), 461-480.
- [6] Sumit.A.Patel *et al.* (2016). Fragility Analysis of High-Rise Building, *Journal of Emerging Technologies and Innovative Research (JETIR)*, 3(7), pp. 127–133.
- [7] Hamidi, H., Pakdaman, J., Jahani, E., Rajabnejad, H. (2018). The Assessment and Comparison of Tall Buildings with Outrigger and Belt Truss Systems Using Fragility Curves, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 5(1), pp. 174-188 (in persian).
- [8] Pourzeynali, S., Mobinipour, S. A. (2019). Assessment of the probability of sidesway collapse of tall steel building with special moment resisting frame CEJ. 18 (5), pp. 189-202 (in persian).
- [9] Jahan, N., Heidari, A., Gerami, M. (2020). The Effect of Sequence Earthquake on Fragility Curve Dual Systems of Low Rise Steel Moment Frame with Eccentric Braced Frame, *Sharif Journal of Civil Engineering*, 35.2(4.1), pp. 119-130 (in persian).
- [10] Shome, N. (1999). Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures.

Probability of Steel MRF Buildings Based on Engineering Demand and Intensity Measure, International Conference On Advances in Civil, Structural and Mechanical Engineering (ACSME), Bangkok, Thailand.

[25] Stephens, M.A. (1979). *The Anderson-Darling statistic*. Technical Report No. 39. Stamford University.

[26] Aval, S. B. B. and Verki, A. M. (2014). Systematical Approach to Evaluate Collapse

# Development of seismic fragility curves of high-rise structures and introducing a method for selecting optimum probability distribution function for different performance levels

Mohammad Saadat Asfeh<sup>1</sup>, Farhad Daneshjoo<sup>\*2</sup>

1. MSc Student, Iran, Tehran, Tarbiat Modares University, Civil Engineering dept.

2. Professor, Iran, Tehran, Tarbiat Modares University, Civil Engineering dept.

danesh\_fa@modares.ac.ir

## Abstract

Fragility curves are powerful tools to assess and control of possible damages to the existing structures and estimate the exceedance probability from the seismic behavior of the structures under the influence of different earthquake levels. these curves present the probability of damage as a function of the ground motion characteristics. The main goal of the current study is to examine the existing methods and the presentation of a suitable method for the production of analytical seismic fragility curves and propose appropriate relationships for the exceedance probability from different performance levels. For this purpose, three high-rise building with 20, 25, and 30 stories with a slimming ratio greater than  $\pi$ , according to the standard 2800 and the sixth issues and tenth issues of the national building regulations of Iran, were designed. Then after extracting the perimeter frame, by using appropriate software, their analytical model was defined and validated. To evaluate the seismic response demand of frames, incremental nonlinear dynamic analysis (IDA) was performed. For IDA analysis, the 22 recommended records in the FEMAP695 guideline and two earthquakes in Iran were used. Spectral acceleration of the first mode of the structure with damping of 5 Percentage ( $S_a(T1.5\%)$ ) was used to introduce the intensity of the earthquake (IM) and the inter story drift ratio was used to introduce the engineering demand parameter (EDP) Or damage measure (DM). To find the appropriate function of the exceedance probability from limit states and use them in the production of fragility curves, the results of IDA analysis and nineteen different probability functions using the suitable program were used. in order that the used distribution describes the sample data in the best manner, the goodness of fit tests was used. the results obtained from the goodness of fit tests show that The probability distribution rank used by researchers (log normal) versus other probability distribution functions varies in ranking the best fitted probability distribution. and selecting the appropriate probability distribution is effective in the conclusions and determining the probability exceedance of the structure from the desired limit states. Therefore, in order to reduce the uncertainty related to the mathematical model (epistemic uncertainty) in the template of a comprehensive view and according to accuracy and the required seismic target, a suitable method for developing fragility curves for types of structural systems with different heights here called "intelligent seismic fragility curve (ISFC)" is introduced and presented. Such that if among the probability functions examined in this paper, the use of only one distribution is desired to compare several options, including deciding how to reinforce or comparing the seismic performance of several structures with dual system of special steel moment resisting frames with eccentric lateral bracings to plot the fragility curve, it is recommended: to use the probability distribution "Generalized Extreme Value", due to the ability to fit better than the distribution "log normal", but for more sensitive structures, such as nuclear power plants and hospitals that are of great importance and require high precision or in order to achieve the most accurate fitted possible to decide on about the vulnerability estimation for types of structural systems with different heights, It is then recommended: to estimate the exceedance probability from performance levels at the structure, before fragility analysis, by probabilistic evaluation and using the goodness of fit tests on suitable probability functions, at first, a best fitted probability distribution should be selected at all performance levels and then the vulnerability of structures is estimated by fragility curves.

**Keywords:** Incremental Dynamic Analysis (IDA), Probabilistic Evaluation, Intelligent Seismic Fragility Curve (ISFC), High-Rise Structures, Goodness of Fit Tests.