

استخراج منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای برای سازه‌های فولادی با بهبود لرزه‌ای روش نمود مدل با ابعاد بالا

پیام اسدی^{۱*} - حسین عباسی^۲

^۱دانشیار، دانشکده مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی اصفهان -

اصفهان ۸۴۱۵۶۸۳۱۱۱-ایران

نویسنده مسئول، (Email: asadi@iut.ac.ir)

^۲فارغ التحصیل کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران - دانشگاه

صنعتی اصفهان - اصفهان ۸۴۱۵۶۸۳۱۱۱-ایران

چکیده

منحنی‌های شکنندگی برای ارزیابی احتمالاتی سازه‌ها تحت خطر لرزه‌ای کاربرد دارند. تولید اعداد تصادفی با روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو برای محاسبه منحنی شکنندگی مستلزم تحلیل‌های فراوان است. تاکنون روش‌های مختلفی برای استخراج منحنی شکنندگی با تعداد تحلیل‌های کمتر پیشنهاد شده است. در این مطالعه روشی پیشنهاد شده است که با بهبود روش ریاضی نمود مدل با ابعاد بالا از منظر خطر لرزه‌ای، با تولید مجموعه‌ای کمتر از اعداد تصادفی و در نتیجه با انجام تحلیل‌های بسیار کمتر، منحنی شکنندگی با دقت بالا برای سازه‌های فولادی تحت خطر زلزله تولید می‌نماید. منحنی شکنندگی برای سه سازه‌های ۴، ۹ و ۱۲ طبقه فولادی با روش پیشنهادی محاسبه شده است. منحنی‌های شکنندگی بدست آمده با منحنی تولید شده با روش شبیه‌سازی مونت کارلو و همچنین سایر روش‌های موجود مقایسه شده‌اند. مقایسه نشان داده است که این روش با تعداد تحلیل‌های بسیار کمتر از روش مونت‌کارلو منحنی‌های شکنندگی تولید می‌کند که خطای کمتری از سایر روش‌های موجود دارد.

واژگان کلیدی

منحنی شکنندگی، روش مونت‌کارلو، روش کرنل، روش نمود مدل با ابعاد بالا، ارزیابی لرزه‌ای.

۱- مقدمه

منحنی‌های شکنندگی برای ارزیابی احتمالاتی سازه‌ها تحت خطر زلزله و برآورد هزینه‌های خسارت

^۲ Erberik

^۴ Monte Carlo

^۱ Peak Ground Acceleration

^۲ Reinhorn

روشی زمان بر و پرهزینه است [۵]. تانتالا^۵ و همکاران [۶] برای ارزیابی لرزه‌های سازه‌های بلند منحنی شکنندگی را با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو بدست آوردند. کازانتزی^۶ و همکاران [۷] از تحلیل دینامیکی افزایشی و شبیه‌سازی مونت کارلو برای ارزیابی عملکرد ساختمان ۴ طبقه فولادی با پارامترهای تصادفی مانند مقاومت و شکل‌پذیری استفاده کرده‌اند.

از مطالعاتی که بر روی روش‌های جایگزین شبیه‌سازی مونت کارلو متمرکز بوده‌اند، زی و ژو^۷ [۸]، ژو و همکاران [۹] و زی و همکاران [۱۰] از روش فاصله زمانی برای تخمین میدان پاسخ دینامیکی سیستم لیفینگ^۸ جرثقیل با پارامترهای تصادفی استفاده کرده‌اند. نتایج نشان داد که این روش در مقایسه با روش مونت کارلو سریع‌تر و کم‌هزینه‌تر است. اگرچه دقت روش پیشنهادی را می‌توان با در نظر گرفتن اصطلاحات مرتبه بالاتر بهبود بخشید، ولی زمان محاسباتی بسیار بیشتری نیاز دارد. چن^۹ و همکاران [۱۱] روش جدیدی را برای تحلیل دینامیکی تصادفی سازه‌های غیر خطی پیشنهاد کردند. آن‌ها یک الگوریتم برای انتخاب نقطه در تحلیل پاسخ لرزه‌ای تصادفی سازه‌ها ارائه دادند. نتایج نشان داد که روش پیشنهادی عملکرد خوبی را برای حداقل ۵۰ متغیر تصادفی دارد. دیمتریوس^{۱۰} و همکاران [۱۲] از تحلیل دینامیکی افزایشی برای ارزیابی تغییر پذیری تقاضای لرزه‌ای و ظرفیت پارامترهای غیر قطعی مدل‌های سازه‌ای، با تکیه بر روش شبیه‌سازی مونت کارلو برای ساختمان ۹ طبقه قاب فولادی استفاده کردند. هم‌چنین برای ارزیابی پارامتر تصادفی عملکرد لرزه‌ای از روش شبیه‌سازی مونت کارلو، برآورد نقطه‌ای و تکنیک‌های ممان دوم مرتبه اول استفاده کردند. نتایج پژوهش آن‌ها نشان داد که روش برآورد نقطه‌ای و تکنیک ممان دوم مرتبه اول به هزینه محاسباتی کمتری

نیاز دارد. در صورتی که شبیه‌سازی مونت کارلو بر روی یک تابع سطح پاسخ^{۱۱}، و نه در یک مدل دینامیکی با ساختاری بسیار پیچیده انجام شود، هزینه‌های محاسباتی شبیه‌سازی مونت کارلو به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد [۱۳]. از سایر روش‌های پیشنهادی، کریک^{۱۲} و همکاران [۱۴] و جان^{۱۳} و همکاران [۱۵] الگوریتم کوکو^{۱۴} را برای استخراج منحنی‌های شکنندگی پیشنهاد دادند. سودرت^{۱۵} و همکاران [۱۶] روش شبیه‌سازی^{۱۶} gPC را پیشنهاد دادند تا تعداد تحلیل‌های با شبیه‌سازی مونت کارلو را برای توسعه منحنی‌های شکنندگی کاهش دهند. در مطالعه‌ی دیگر ساه^{۱۷} و همکاران [۱۷-۱۸] با استفاده از شبیه‌سازی gPC تأثیر پارامترهای تصادفی مشخصات مخازن ذخیره‌سازی مایع با پایه جدا شده را به کمک منحنی شکنندگی ارزیابی نمودند. نتایج نشان دادند که زمان تحلیل‌ها تا ۷۵ درصد کاهش می‌یابد.

در سال‌های اخیر برای ارزیابی لرزه‌ای با استخراج منحنی-های شکنندگی و همچنین تعداد تحلیل‌های محدود و دقت کافی روش‌های مختلفی مانند روش کرنل^{۱۸} و نمود مدل با ابعاد بالا^{۱۹} (HDMR) ارائه شده است. در این روش‌ها روابط پاسخ سازه برای تعداد محدودی اعداد تصادفی تولید شده محاسبه و با استفاده از این روابط، منحنی شکنندگی تولید می‌گردد. بدین ترتیب تعداد تحلیل‌ها کاهش می‌یابد، هرچند خطاهای محاسباتی نیز به همراه دارند. [۱۳ و ۱۶ و ۲۲-۱۹]. نیلسون^{۲۰} و همکاران [۲۳] منحنی‌های شکنندگی را به روش کرنل برای ارزیابی لرزه‌ای پل‌ها گسترش دادند. نتایج نشان داد که هرچند هزینه‌های محاسباتی به صورت قابل توجه کاهش می‌یابد، اما خطای محاسبه با روش کرنل تا حدود ۴۰ درصد است. یونیکریشنان^{۲۱} و همکاران [۲۱] برای استخراج منحنی‌های شکنندگی روش HDMR را پیشنهاد دادند. نتایج نشان داد این روش برای سازه ساده جرم و فنر و برای سیستم قاب خمشی بتنی ۶ طبقه، هزینه‌های محاسباتی را حدوداً

^{۱۴} Cuckoo algorithm

^{۱۵} Generalized polynomial chaos

^{۱۶} Sudret

^{۱۷} Saha

^{۱۸} Cornell

^{۱۹} High Dimensional Model Representation

^{۲۰} Nielson

^{۲۱} Unnikrishnan

^۵ Tantala

^۶ Kazantzi

^۷ Zhou And Zi

^۸ luffing system

^۹ Chen

^{۱۰} Dimitrios

^{۱۱} Response Surface Function

^{۱۲} Craig

^{۱۳} Jough

مطرح شده را برای سازه‌های فولادی و به صورت سه بعدی توسعه داده شده است. پس از ارائه روش توسعه داده شده، روش پیشنهادی بر روی سه نمونه سازه فولادی ۴، ۹ و ۱۲ طبقه آزموده شده است. روش‌های پیشرفته متکی بر الگوریتم شبیه‌سازی مونت‌کارلو ذکر شده هرچند تعداد تحلیل‌ها را کاهش می‌دهند، اما همواره دارای خطای محاسباتی هستند. از این روش‌ها روش کرنل و HDMR که بر روی سازه‌های مشابه آزموده شده‌اند در این مطالعه مورد مقایسه قرار گرفته است.

۲- تئوری و مفاهیم اولیه

۲-۱- تابع شکنندگی

با فرض احتمال لوگ‌نرمال برای احتمال خرابی سازه، احتمال فزونی تقاضا از یک مقدار خرابی مشخص δ که معرف تابع شکنندگی است، به صورت رابطه (۱) است.

$$P(\Delta_D > \delta | IM = im) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(\delta) - \lambda_{D|IM=im}}{\beta_D}\right) \quad (1)$$

که $\Phi[\cdot]$ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد، λ_D لگاریتم طبیعی میانگین تقاضای زلزله به عنوان تابع بزرگای زلزله و β_D انحراف استاندارد توزیع نرمال برای تقاضای زلزله مورد نظر و IM معرف پارامتر شدت زلزله است.

در این پژوهش شاخص خرابی δ ، حداکثر جابجایی نسبی طبقه‌ای انتخاب شده است. جدول (۱) مطابق با FEMA-P58 [۲۶] حدود جابجایی نسبی طبقه‌ای برای ارزیابی عملکرد سازه‌های فولادی را نمایش می‌دهد.

دو پارامتر λ_D و β_D در تابع شکنندگی بسیار پر اهمیت هستند. روش پایه‌ای برای محاسبه این دو پارامتر استفاده از شبیه‌سازی مونت‌کارلو است. در این روش به کمک الگوریتمی مانند رابطه (۲) تعداد زیادی مقدار برای متغیرهای تصادفی با در اختیار داشتن مقدار میانگین و انحراف استاندارد هر متغیر تولید می‌شود [۲۷].

$$\text{Get } 0 < I_0 < 6075 \quad (2)$$

$$I_{i+1} = (106I_i + 1283) \bmod 6075$$

$$\rightarrow r_{i+1} = I_{i+1} / 6075$$

$$\rightarrow x_{i+1} = F^{-1}(r_{i+1})$$

۹۸ درصد کاهش داده است. رحمان^{۲۲} و همکاران [۲۴] برای ارزیابی خطر لرزه‌ای، منحنی‌های شکنندگی را برای قاب فولادی را با روش تولید نمودند. نتایج پژوهش آن‌ها نشان داد که استفاده از روش HDMR برای استخراج منحنی شکنندگی باعث کاهش هزاران تحلیل دینامیکی افزایشی شده است. تاجامپوریام^{۲۳} و همکاران [۲۵] روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، روش کرنل و HDMR را برای استخراج منحنی شکنندگی سازه بتنی خمشی از نظر تعداد و زمان تحلیل مقایسه کردند. نتایج نشان دهنده کارایی روش‌های کرنل و HDMR در کاهش زمان و هزینه محاسبات است. هم‌چنین نتایج نشان داد منحنی‌های شکنندگی تولید شده به روش کرنل مطابقت چندانی به دلیل تعداد محدود نقاط انتخاب شده با روش پایه‌ای مونت-کارلو ندارد. هر چند روش HDMR استفاده شده روشی بسیار کارآمد بوده است، اما نقاط انتخاب شده برای هر متغیر در تمامی سطوح عملکردی یکسان در نظر گرفته شده است، بنابراین در بعضی موارد دقت محاسبات منحنی شکنندگی را کاهش داده است.

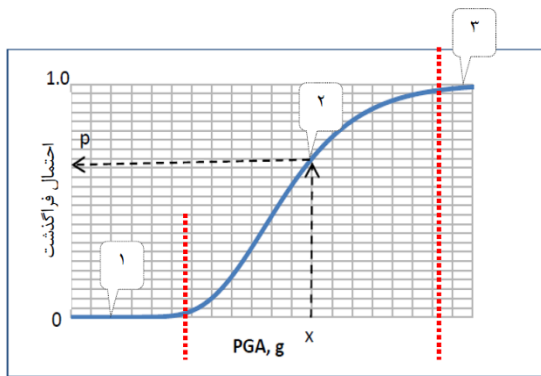
اسدی و سورانی [۱] پس از بررسی نقاط ضعف و قوت روش‌های مونت‌کارلو، کرنل و HDMR برای استخراج منحنی‌های شکنندگی روش نمود مدل با ابعاد بالا را از نظر لرزه‌ای بهبود دادند و این روش جدید را به اختصار روش SI-HDMR^{۲۴} نامیدند. از الگوریتم پیشنهادی برای استخراج منحنی شکنندگی یک سیستم دینامیکی یکدرجه آزادی و یک قاب بتنی ۵ طبقه استفاده شد. نتایج نشان داد که روش پیشنهادی هم‌زمان با کاهش قابل توجه تعداد تحلیل‌ها، دقت بالاتری از سایر روش‌های ذکر شده برای استخراج منحنی شکنندگی دارد.

جمع‌بندی مطالعات گذشته نشان می‌دهد که منحنی شکنندگی ابزاری مناسب برای ارزیابی لرزه‌ای انواع سازه‌ها تحت تغییرات پارامترهای مختلف است. هم‌چنین با توجه به زمان‌بر بودن و پرهزینه بودن روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو مطالعات زیادی بر روی ارائه روش‌هایی مانند روش کرنل، روش HDMR و روش SI-HDMR برای استخراج منحنی شکنندگی با دقت بالا اما تعداد کمتر تحلیل متمرکز شده‌اند. در این مطالعه، روش اخیر پیشنهادی SI-HDMR که قبلاً برای قاب‌های بتنی

^{۲۴} Seismic Improvement of the High-Dimensional Model Representation

^{۲۲} RAHMAN

^{۲۳} Towashiraporn



شکل ۱- شکل کلی منحنی شکنندگی [۱]

در ناحیه اول، احتمال رخداد خرابی نزدیک به صفر و حداکثر برابر ۰/۰۲، در ناحیه سوم نزدیک به ۱ و حداقل برابر ۰/۹۸ است و در میانی دوم بین ۰/۰۲ تا ۰/۹۸ است. مطابق روابط (۳) و (۴) با استفاده از تابع معکوس توزیع تجمعی مقادیر پاسخ میانگین سازه به ازای احتمال‌های ۰/۰۲ و ۰/۹۸ در هر سطح عملکرد با مقدار خرابی δ محاسبه می‌شوند.

$$P(\Delta_D < \delta) = 0.02 \quad (3)$$

$$\rightarrow \ln(\lambda_{D,0.02}) = \ln(\delta) + \beta_D + \Phi^{-1}(0.02)$$

$$P(\Delta_D < \delta) = 0.98 \quad (4)$$

$$\rightarrow \ln(\lambda_{D,0.98}) = \ln(\delta) + \beta_D + \Phi^{-1}(0.98)$$

که در رابطه فوق β_D از تحلیل‌های اولیه با مقادیر میانگین متغیرهای تصادفی، بدست می‌آید. با استفاده از منحنی پاسخ میانگین بر حسب شدت زلزله با مقادیر میانگین پارامترهای تصادفی شدت زلزله متناظر با مقادیر $\lambda_{D,0.02}$ و $\lambda_{D,0.98}$ در هر سطح عملکرد بدست می‌آید.

ب- در این روش، برای محاسبه پاسخ سازه تحت سایر شدت‌های زلزله و با مقادیر تصادفی مختلف، توابع پاسخی به ازای هر متغیر به صورت مستقل تولید می‌شود. بر این اساس شکل کلی توابع پاسخ به صورت رابطه (۵) است:

$$f(X) = f_o + \sum_{i=1}^N f_i(X) \quad (5)$$

که f تابع پاسخ تولید شده نهایی، X بردار متغیرها، f_i تابع پاسخ به ازای متغیر تصادفی i ام، N تعداد متغیرهای تصادفی و f_o مقدار تابع پاسخ به ازای مقادیر میانگین متغیرهای تصادفی هستند. متغیرهای تصادفی شامل دو دسته متغیرهای تصادفی مربوط به ویژگی‌های سازه و

که X_i متغیر تصادفی تولید شده و F تابع تجمعی احتمال اختیار شده برای متغیر تصادفی است. مقدار r_i مقدار تولید شده با الگوریتم مونت کارلو است، که چون در گام بعدی الگوریتم متناظر با احتمال رخداد پدیده با مقدار کوچک‌تر یا مساوی X_i است، الگوریتم مونت کارلو مقدار r_i را بین ۰ تا ۱ تولید می‌نماید.

جدول ۱- مقادیر حداکثر جابجایی نسبی طبقات در هر سطح عملکرد برای سازه‌های فولادی [۲۶]

حدود آسیب	توصیف حدود آسیب	حداکثر جابجایی نسبی طبقات (%)
DS ₁	تغییر سازه‌ای نیاز نمی‌باشد	۱/۵
DS ₂	نیاز به تغییرات سازه‌ای	۲/۷
DS ₃	نیاز به تغییرات سازه‌ای عمده	۴/۷
DS ₄	فروریزش و تخریب	۷/۱

سپس سازه‌های تولید شده با این مقادیر متغیرهای تصادفی تحت خطر زلزله تحلیل و پاسخ سازه در هر حالت بدست می‌آید. با در دست داشتن این پاسخ‌ها مقادیر میانگین (λ_D) و انحراف استاندارد (β_D) بدست می‌آیند. فرآیند تولید متغیر تصادفی با شبیه‌سازی مونت کارلو تا حصول همگرایی ادامه می‌یابد.

با توجه به اینکه در تحلیل سازه‌ها در برابر زلزله، مدت زمان لازم برای هر تحلیل غیرخطی و همچنین تعداد تحلیل‌ها با روش پایه‌ای استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو بسیار زیاد هستند، در این مطالعه روشی پیشنهاد شده است که برای سازه‌های فولادی دو مقدار λ_D و β_D را با دقت مناسب و با تعداد تحلیل‌های کم به ازای شدت‌های مختلف زلزله و در سطوح مختلف عملکردی بدست می‌دهد.

۲-۲- روش پیشنهادی SI-HDMR

به صورت کلی مراحل استخراج منحنی شکنندگی با کمک روش پیشنهادی SI-HDMR به شرح زیر است:
الف- مطابق شکل (۱)، منحنی شکنندگی به صورت کلی برای هر سطح عملکرد به سه ناحیه تقسیم می‌شود.

شکل (۲)، مراحل ذکر شده روش پیشنهادی SI-HDMR برای استخراج منحنی شکنندگی را نمایش می‌دهد.

۲-۳- روش‌های کرنل و HDMR

تاکنون روش‌های مختلفی برای استخراج منحنی‌های شکنندگی با تعداد تحلیل‌های کمتر ارائه شده است، که از این میان روش کرنل و HDMR از مطرح‌ترین روش‌ها هستند.

در روش کرنل برای هر سطح عملکرد خاص یک تابع شکنندگی، به منظور معین کردن احتمال فراگذشت از مقدار خرابی متناظر با هر سطح عملکرد برای هر شدت زمین لرزه ارائه کرده است. مراحل استخراج منحنی شکنندگی به روش کرنل به شرح زیر است:

گام اول: ابتدا تعداد گام پیشروندگی برای شتاب طیفی انتخاب می‌شود.

گام دوم: برای پارامترهای تصادفی به تعداد گام‌ها، اعداد تصادفی به روش مونت کارلو تولید می‌شود.

گام سوم: در هر گام تحلیل تاریخچه زمانی انجام می‌شود، سپس میانگین پاسخ شتاب‌نگاشت‌های مختلف استخراج می‌شود.

عوامل مرتبط با شدت زلزله می‌شوند. برای تولید توابع مختلف f_i ، ابتدا ترکیب‌هایی از متغیرها تهیه می‌گردد. سپس این ترکیب‌ها تحت شدت‌های کلیدی زلزله تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی می‌شوند. هر ترکیب شامل مقادیر مختلف از یک متغیر تصادفی با میانگین سایر متغیرها است. در این مطالعه، توابع پاسخ f_i توابع چند جمله‌ای درجه ۲ مطابق با رابطه (۶) فرض شده‌اند. ضرایب ثابت a ، b و c در رابطه (۶) به کمک روابط (۷) و (۸) تخمین زده می‌شوند.

$$ax_i^2 + bx_i + c = y_i \quad (6)$$

$$\begin{bmatrix} x_1^2 & x_1 & 1 \\ x_2^2 & x_2 & 1 \\ x_3^2 & x_3 & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} a \\ b \\ c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$\mathbf{XA} = \mathbf{Y} \rightarrow \mathbf{A} = \mathbf{X}^{-1}\mathbf{Y} \quad (8)$$

که x_1 تا x_3 مقادیر مختلف متغیر تصادفی و y_1 تا y_3 پاسخ‌های بدست آمده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیر خطی برای ترکیب‌های مختلف تحت شدت‌های زلزله بدست آمده در گام الف هستند. همچنین \mathbf{X} ماتریس متغیرها، \mathbf{A} ماتریس ضرایب و \mathbf{Y} ماتریس پاسخ هستند. از آنجاییکه در تابع شکنندگی، هر دو مقدار میانگین و انحراف استاندارد مورد نیاز است، لازم است برای هر دو این پارامترها تابع پاسخ تهیه گردد. در این مطالعه برای محاسبه توابع پاسخ، از هر مقدار تصادفی (x_j) سه مقدار انتخاب شده است. همچنین، برای هر شتاب‌نگاشت یک تابع پاسخ تهیه شده، ولی تابع انحراف استاندارد برای مجموعه شتاب‌نگاشت‌ها تولید شده است.

پ- پس از تهیه توابع پاسخ در هر سطح عملکرد، به کمک شبیه‌سازی مونت کارلو مقادیر مختلف برای متغیرهای x_j تولید شده و به ازای ترکیب‌های مختلف x_j یک مقدار پاسخ برای هر شتاب‌نگاشت و یک مقدار انحراف استاندارد برای مجموعه شتاب‌نگاشت‌ها تخمین زده شده است. الگوریتم استفاده شده برای توزیع مونت کارلو مطابق با رابطه (۲) است. حداقل تعداد عدد تصادفی تولید شده ۵۰۰ عدد بوده و شرط همگرایی عدم تغییر نتایج بیش از ۲ درصد در ۵۰ عدد تولید شده متوالی بوده است. مقدار میانگین و انحراف استاندارد مقادیر پاسخ تخمین زده شده در تابع شکنندگی جایگذاری شده و منحنی‌های شکنندگی برای هر سطح عملکرد بدست آمده است.



شکل ۲- مراحل استخراج منحنی شکنندگی با روش پیشنهادی SI-HDMR

گام چهارم: در این مرحله بین نقاط شدت زلزله و میانگین پاسخ نمودار رابطه توانی به صورت رابطه (۹) برازش داده می‌شود.

$$EDP = a(IM)^b \quad (9)$$

گام پنجم: در این گام میزان پراکندگی پاسخ‌ها محاسبه می‌شود. با استفاده از روابط (۱۰) و (۱۱) تخمین زده می‌شود:

$$\beta_{comp} = \sqrt{\frac{\beta_{d|IM}^2 + \beta_c^2}{b}} \quad (10)$$

$$\beta_{d|IM} \cong \sqrt{\frac{\sum (\ln(d_i) - \ln(aIM^b))^2}{N-2}} \quad (11)$$

که d_i مقادیر پاسخ به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، $a(IM)^b$ مقادیر میانگین پاسخ در هر گام پیشروندگی شتاب با توجه به ضرایب a و b به دست آمده

از منحنی برازش رابطه توانی، N تعداد شتاب‌نگاشت‌ها و β_c انحراف استاندارد مرتبط با هر سطح عملکرد است که مقدار ۰,۲۵ برای آن پیشنهاد شده است.

گام ششم: پس از محاسبه مقدار میانگین از رابطه (۹) و میزان انحراف استاندارد در هر سطح شتاب از رابطه (۱۰) با استفاده از تابع شکنندگی، احتمال فراگذشت از مقدار خرابی متناظر با هر سطح عملکرد محاسبه شده است. همچنین مراحل مختلف استخراج منحنی شکنندگی با روش HDMR به شرح زیر است:

گام اول: در این گام مقادیری برای پارامترهای تصادفی انتخاب می‌شوند. برای این منظور از میانگین و دو برابر انحراف استاندارد متغیرها استفاده شده است.

گام دوم: پس از انتخاب نقاط برای پارامترهای تصادفی، این مقادیر باید با هم ترکیب شوند. برای این منظور مقادیر متغیر مورد نظر با میانگین متغیرهای دیگر ترکیب شده است. سپس هر ترکیب تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی شده است. سپس مقدار میانگین و انحراف استاندارد پاسخ سازه‌ها به ازای شتاب‌نگاشت مختلف بدست آمده است.

گام سوم: در این گام برای میانگین و انحراف استاندارد پاسخ‌ها یک رابطه چند جمله‌ای درجه ۲ به ازای هر متغیر تصادفی مانند آنچه در روش SI-HDMR ذکر گردید، محاسبه می‌شود. بدین ترتیب، با استفاده از روابط به دست آمده امکان محاسبه مقادیر میانگین و انحراف استاندارد پاسخ به ازای هر مجموعه از اعداد تصادفی ایجاد می‌گردد. گام چهارم: در این مرحله برای هر شدت زلزله و به ازای مقادیر تصادفی تولید شده با شبیه‌سازی مونت کارلو مقادیر میانگین و انحراف استاندارد پاسخ‌ها بدست می‌آید تا با جایگذاری در تابع شکنندگی، منحنی شکنندگی تولید گردد.

برتری روش SI-HDMR نسبت به روش HDMR به شرح زیر است:

۱. در روش SI-HDMR محدوده متغیرهای تصادفی بر اساس حد و واقعی تنظیم می‌شود، اما در روش HDMR حد بالا و پایین اختلاف دو برابر انحراف استاندارد با مقدار میانگین دارند که ممکن است که این حدود از حدود واقعی اختلاف زیادی داشته باشند و تحلیل‌ها در نقاط غیر واقعی انجام گردد.

جدول ۲- مقاطع اعضای سازه ۹ طبقه مورد مطالعه [۱۲]

مشخصات ستون	مشخصات تیر	طبقه
W۱۴X۵۵۰	W۴۰X۱۸۳	۱
W۱۴X۵۵۰	W۴۰X۱۸۳	۲
W۱۴X۵۵۰	W۳۶X۱۵۰	۳
W۱۴X۴۵۵	W۳۶X۱۵۰	۴
W۱۴X۴۵۵	W۳۶X۱۵۰	۵
W۱۴X۳۹۸	W۳۳X۱۱۸	۶
W۱۴X۳۹۸	W۳۳X۱۱۸	۷
W۱۴X۳۴۲	W۲۷X۹۴	۸
W۱۴X۳۴۲	W۲۱X۶۲	۹

۳-۲- مدلسازی در نرم‌افزار OpenSees

نرم‌افزار OpenSees^{۲۵} [۳۲] یک نرم‌افزار تحلیل ماکرو است که رایگان و متن باز است و در حوزه تحلیل و تحقیق ساختارهای سازه‌ای و ژئوتکنیکی قابلیت دارد. در این پژوهش سازه‌ها به صورت غیر خطی برای انجام تحلیل در این نرم‌افزار مدلسازی شده‌اند. برای مدلسازی چشمه‌های اتصال از روش مدلسازی گویتا^{۲۶} و کراوینکلر^{۲۷} استفاده شده است. اتصال چشمه اتصال به تیرهای مجاور از نوع صلب بوده و در محل اتصال آن به ستون‌های فوقانی و تحتانی، مفاصل پلاستیک تعریف شده است. در مدلسازی با مدل مفصل پلاستیک برای مدلسازی اعضا نقاط ابتدا و انتهای عضو که احتمالاً در زلزله رفتار غیرخطی خواهند داشت به صورت یک مفصل متمرکز غیرخطی مدلسازی شده‌اند. در این روش امکان مدلسازی نرم‌شدگی اعضا و زوال سازه نیز وجود دارد. مدلسازی اعضای تیر و ستون سازه در روش مفصل متمرکز به صورت الاستیک است و رفتار غیر خطی سازه‌ها در مفصل‌های پلاستیک در انتهای تیر یا ستون تعریف شده‌اند. در نتیجه سختی مفاصل پلاستیک ستون‌ها میزان صلبیت اتصال چشمه اتصال به ستون‌ها را مشخص خواهد کرد. مدلسازی مفاصل پلاستیک تیرها و ستون‌ها رفتار ممان انحنای این مفاصل پلاستیک منطبق بر مدل زوال ایبارا^{۲۸}- کراوینکلر است [۳۳]. در مدل ایبارا- کراوینکلر برای تعریف رفتار لنگر-انحنای مطابق با مصالح تک محوری Bilin است که توسط لیگنوس^{۲۹} و کراوینکلر گسترش یافته است [۳۴]. مفاصل پلاستیک با

۲. در روش SI-HDMR برای هر شتاب‌نگاشت و هر حد عملکرد یک تابع پاسخ تولید می‌شود که خود سبب کاهش خطا می‌گردد.

۳. در روش SI-HDMR مقادیر کلیدی شدت زلزله بر اساس شکل کلی منحنی‌های شکنندگی و متناظر با هر حد عملکرد بدست می‌آید که سبب کاهش خطای محاسباتی می‌گردد.

۳- مدلسازی و تحلیل سازه‌ها

در این قسمت مشخصات سازه‌های فولادی مورد بررسی و همچنین مدلسازی این سازه‌ها در نرم‌افزار تشریح شده است. همچنین صحت سنجی رفتار غیرخطی در نرم‌افزار تشریح شده است.

۳-۱- مشخصات سازه‌های فولادی مورد بررسی

سه سازه ۹، ۴ و ۱۲ طبقه فولادی به ترتیب از مطالعات کازانتزی [۷]، دیمتریوس [۱۲] و جیانگ و همکاران [۲۸] برای این پژوهش انتخاب شده‌اند. سازه‌ها دارای شکلپذیری ویژه هستند. سازه ۴ طبقه دارای ۴ دهانه در سمت شمالی- جنوبی و ۳ دهانه در سمت شرقی- غربی که طول هر دهانه ۹/۱ متر می‌باشد. ارتفاع طبقه اول این سازه ۴/۶ متر و بقیه طبقات ۳/۷ متر است. این سازه بر اساس آیین‌نامه‌های IBC [۲۹] و AISC [۳۰] در شهر لس آنجلس طراحی شده‌اند. خاک این سه سازه مطابق طبقه‌بندی زلزله آیین‌نامه ASCE [۳۱] از طبقه D است. مقاطع تیرهای سازه ۴ طبقه در دو طبقه اول W۲۷X۱۰۲ و در دو طبقه بعدی W۲۱X۹۳ است. همچنین ستون‌های این سازه در سه طبقه اول W۲۴X۱۱۷ در طبقه آخر W۲۴X۷۶ است. مشخصات مقاطع قاب سازه ۹ طبقه مطابق با جدول (۲) است. ارتفاع طبقات سازه ۱۲ طبقه برابر با ۳ متر و این سازه دارای ۶ دهانه با طول ۶ متری است. مقاطع ستون‌های سازه ۱۲ طبقه به صورت قوطی مربعی با عرض ۵۰۰ میلیمتر است که ضخامت این قوطی‌ها در ۶ طبقه اول برابر با ۱۸ میلیمتر و در ۶ طبقه دوم برابر با ۱۶ میلیمتر است. مقطع همه تیرها مقطع استاندارد W۱۶X۵۰ است.

^{۲۷} Krawinkler

^{۲۸} Ibarra

^{۲۹} Lignos

^{۲۵} Open System for Earthquake Engineering Simulation

^{۲۱} Gupta

۴-۲- پارامتر تصادفی تنش تسلیم فولاد

مهمترین پارامتر تصادفی برای تعیین ظرفیت مقاومت جانبی سازه‌های فولادی، تنش تسلیم است. در این مطالعه مشخصات پارامتر تصادفی تنش تسلیم از [۳۸ و ۳۹] استخراج شده است. مقدار میانگین این تنش تسلیم ۲۴۰ MPa، انحراف استاندارد آن ۲۸ MPa و توزیع آن نرمال اتخاذ شده است. برای تنش تسلیم اعداد تصادفی با شبیه‌سازی مونت کارلو تولید شده است.

جدول ۳- مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده [۳۷]

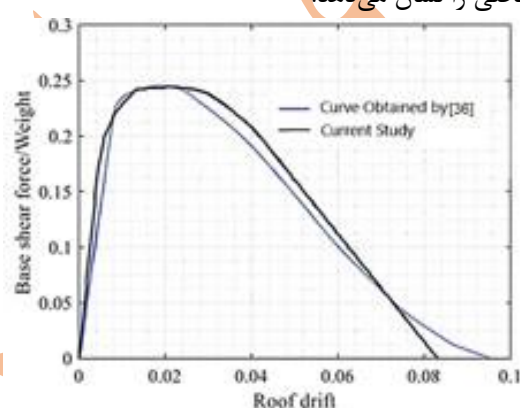
شماره	نام زلزله	ایستگاه	سال	PGA(g)
۱	Landers	Yermo Fire Station	۱۹۹۲	۰٫۲۴
۲	Landers	Cool Water	۱۹۹۲	۰٫۳۸
۳	Hector Mine	Hector	۱۹۹۹	۰٫۳۴
۴	Northridge	Canyon Country - W Lost Canyon	۱۹۹۴	۰٫۴۸
۵	Northridge	Beverly Hills - ۱۲۰۲۰ Mulhol	۱۹۹۴	۰٫۶۹
۶	Imperial Valley	Delta	۱۹۹۷	۰٫۳۸
۷	Imperial Valley	El Centro Array # ۱۱	۱۹۹۷	۰٫۲۴
۸	Kobe	Shin - Osaka	۱۹۹۵	۰٫۳۶
۹	Kobe	Nishi - Akashi	۱۹۹۵	۰٫۵
۱۰	Kocaeli	Duzce	۱۹۹۹	۰٫۳۶
۱۱	San Fernando	LA - Hollywood Stor FF	۱۹۹۷	۰٫۲۲
۱۲	Superstition Hills	Poe Road (temp)	۱۹۹۸	۰٫۴۵
۱۳	Loma Prieta	Gilroy Array # ۳	۱۹۹۸	۰٫۵۵
۱۴	Loma Prieta	Hollister Differential Array	۱۹۹۸	۰٫۲۸
۱۵	Tabas Iran	Boshrooyeh	۱۹۹۷	۰٫۱۶

۵- نتایج و بحث

در این بخش منحنی‌های شکنندگی بدست آمده با روش‌های مختلف با یکدیگر مقایسه و نتایج مورد بحث قرار گرفته‌اند.

المانی با طول صفر (ZeroLength) ایجاد شده و سپس رفتار این المان در جهت دورانی منطبق بر رفتار لنگر-انحنای مصالح Bilin تعریف شده است. اثر P-Delta بر روی قاب‌های خمشی نیز لحاظ شده است.

زمان تناوب‌های سازه در نرم‌افزار OpenSees برای سازه‌های ۴، ۹ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر با ۱/۳، ۱/۷ و ۲/۳ ثانیه بوده است. برای صحت سنجی منحنی پوش آور یک نمونه سازه ساده ۴ طبقه از مطالعه [۳۵] بدست آمده و با منحنی پوش آور صحت سنجی شده آن مطالعه در شکل (۳) مقایسه شده است. این مقایسه، تطابق مناسب دو منحنی را نشان می‌دهد.



شکل ۳- مقایسه منحنی پوش آور مطالعه [۳۵] با مطالعه حاضر

۴- پارامترهای تصادفی

در این مطالعه از دو دسته پارامترهای تصادفی مرتبط با تحریک زلزله است و مرتبط با مصالح مصرفی استفاده شده است.

۴-۱- شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

روش تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) یک روش تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس عملکرد است که رفتار سازه را در طیف وسیعی از شدت‌های مختلف زلزله بیان می‌کند [۳۶]. طبق آیین‌نامه ۰۷-۱۶ ASCE [۳۱] حداقل ۱۱ زوج شتاب‌نگاشت افقی برای تحلیل تاریخچه زمانی مورد نیاز است. در این پژوهش از ۱۵ شتاب‌نگاشت از منبع [۳۷] با بزرگی بین ۶/۵ تا ۷ ریشتر، ثبت شده بر روی خاک D و با فاصله بیشتر از ۱۰ کیلومتر به عنوان شتاب‌نگاشت دور از گسل مستخرج شده است. جدول (۳) شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده را نمایش می‌دهد. هم‌چنین طیف میانگین شتاب‌نگاشت‌ها با طیف طرح آیین‌نامه ۰۷ ASCE [۳۱] مطابق با ضوابط آن آیین‌نامه مقیاس شده است.

۱-۵- استخراج منحنی‌های شکنندگی با شبیه‌سازی

مونت کارلو

برای محاسبه منحنی شکنندگی با شبیه‌سازی مونت کارلو، پس از تولید مقادیر تصادفی برای پارامترهای تصادفی، سازه‌های مختلف تولید شده با این مقادیر تحت تحلیل تاریخچه زمانی افزایشی در چندین Sa قرار گرفته و پاسخ‌های سازه (حداکثر جابجایی نسبی طبقه‌ای سازه‌ها) در هر Sa بدست آمده است. بر اساس مقادیر میانگین و انحراف استاندارد لگاریتم طبیعی پاسخ‌های بدست آمده و با استفاده از توابع شکنندگی، احتمال فراگذشت آسیب در سطوح مختلف محاسبه شده است.

۲-۵- استخراج منحنی‌های شکنندگی با روش کرنل

برای استخراج منحنی شکنندگی با روش کرنل، به تعداد گام‌های پیش‌روندگی شدت زلزله، اعداد تصادفی به روش مونت کارلو تولید می‌شود. سازه‌های تولید شده مختلف، هر یک تحت شدت زلزله متناظر خود قرار می‌گیرند. سپس تابع توانی به پاسخ‌های بدست آمده برازش می‌گردد. روابط (۱۲) و (۱۳)، روابط برازش شده به پاسخ‌های بدست آمده به ترتیب برای سازه‌های ۴، ۹ و ۱۲ طبقه هستند.

$$EDP = 0.0335(IM)^{0.9942} \quad (12)$$

$$EDP = 0.0254(IM)^{0.9524} \quad (13)$$

$$EDP = 0.0677(IM)^{1.2039} \quad (14)$$

که EDP پارامتر مورد انتظار تقاضای مهندسی است که در این مطالعه برابر میانگین حداکثر جابجایی نسبی طبقه‌ای است. با در اختیار داشتن این مقدار و مقادیر انحراف استاندارد، منحنی شکنندگی برای سازه‌ها تولید می‌گردد.

۳-۵- استخراج منحنی‌های شکنندگی با روش

HDMR

برای استخراج منحنی شکنندگی به روش HDMR مقدار میانگین، مجموع میانگین و دو برابر انحراف استاندارد و هم‌چنین تفاضل مقدار میانگین و دو برابر انحراف استاندارد پارامتر تصادفی تنش تسلیم مطابق برای سه سازه ۴، ۹ و ۱۲ طبقه ترکیب شده‌اند. سپس ترکیب‌های مختلف از پارامترهای تصادفی بدست آمده تحت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی قرار گرفته‌اند. سپس توابع چند جمله‌ای درجه ۲ برای میانگین پاسخ‌ها و انحراف استاندارد آن‌ها برحسب متغیرهای تصادفی برای

متغیرهای تصادفی برازش شده است. روابط (۱۵) و (۱۶) روابط کلی برازش شده را نمایش می‌دهند:

$$\mu_y(\text{or } \sigma_y) = f_0 + f(f_y) + f(f_{Sa}) \quad (15)$$

$$f(x) = ax^2 + bx + c \quad (16)$$

که μ معرف پاسخ سازه، σ معرف انحراف استاندارد پاسخ‌ها، ضرایب a ، b و c ضرایب ثابت برازش شده و f معرف مقدار میانگین یا انحراف استاندارد پاسخ‌ها به ازای مقادیر میانگین پارامترهای تصادفی هستند. سپس برای استخراج منحنی شکنندگی با روش HDMR در هر گام پیش‌روندگی شدت زلزله، با کمک شبیه‌سازی مونت کارلو مقادیر زیاد تنش تسلیم تولید شده و میانگین پاسخ‌های بدست آمده با کمک توابع پاسخ بدست آمده است. منحنی‌های شکنندگی در هر سطح خرابی، با این مقادیر میانگین و انحراف استانداردهای بدست آمده تولید شده‌اند.

۴-۵- استخراج منحنی‌های شکنندگی با

روش SI-HDMR

مقدار میانگین حداکثر جابجایی نسبی طبقه‌ای سازه‌های فولادی تحت ۱۵ شتاب‌نگاشت یاد شده با مقدار تنش تسلیم متوسط را به ازای شدت‌های مختلف زلزله بدست آمده است. با توجه به FEMA-P695 [۴۰] انحراف استاندارد پاسخ‌ها برای سازه‌های با کیفیت عالی و خوب طراحی شده برابر ۰/۲ و ۰/۳ می‌باشد که برای در نظر گرفتن در رابطه معکوس تابع شکنندگی (روابط (۳) و (۴)) مقدار ۰/۲۵ اختیار شده است.

سپس مقادیر میانگین پاسخ‌ها از روابط (۳) و (۴) در هر سطح عملکرد و شتاب زلزله متناظر با این مقادیر میانگین محاسبه شده بدست آمده است. بدین ترتیب، ترکیب‌های تولید شده با روش SI-HDMR برای سطوح مختلف عملکردی بدست می‌آید.

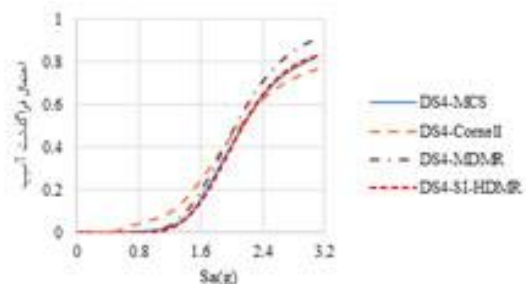
در ادامه تحلیل IDA بر روی ترکیب‌های بدست آمده انجام شده و با کمک روابط (۶) تا (۸) توابع پاسخ برای هر شتاب‌نگاشت و تابع انحراف استاندارد برای مجموعه شتاب‌نگاشت‌ها در هر سطح عملکرد بدست آمده است. ضرایب ثابت این معادلات به صورت درجه دوم بوده است. با بدست آمدن این توابع، در هر سطح شتاب با کمک شبیه‌سازی مونت کارلو تعداد زیادی مقدار برای تنش تسلیم تولید شده است و سپس پاسخ میانگین بدست آید.

با جایگذاری این مقادیر میانگین و انحراف استاندارد در توابع شکنندگی منحنی‌های شکنندگی با روش SI-HDMR تولید شده است.

۵-۵- مقایسه منحنی‌های شکنندگی تولید شده با روش‌های مختلف

در این بخش منحنی‌های شکنندگی تولید شده به روش SI-HDMR با روش‌های متداول در سطوح عملکردی مختلف مقایسه شده‌اند. شکل‌های (۴) تا (۶) منحنی‌های تولید شده به روش‌های مختلف را مقایسه نموده‌اند.

نتایج نشان می‌دهد منحنی‌های شکنندگی تولید شده به روش SI-HDMR در تمامی سطوح عملکردی سازه‌ها مطابقت خوبی با روش شبیه‌سازی مونت کارلو دارد. دلیل این مطابقت سازگاری توابع پاسخ ایجاد شده با پاسخ واقعی سازه‌ها است. منحنی شکنندگی تولید شده به روش HDMR در سطوح عملکردی پایین‌تر مطابقت خوبی با روش مونت کارلو دارد. در روش کرنل نیز به دلیل انتخاب محدود پارامترهای تصادفی، دقت منحنی‌های شکنندگی کاهش یافته است.



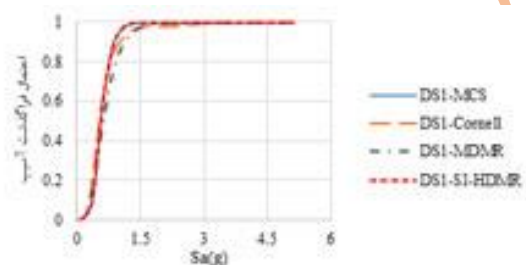
(د)

شکل ۴- مقایسه منحنی شکنندگی تولید شده روش‌های متداول برای سازه ۴ طبقه در سطوح عملکردی (الف) DS1، (ب) DS2، (ج) DS3 و (د) DS4

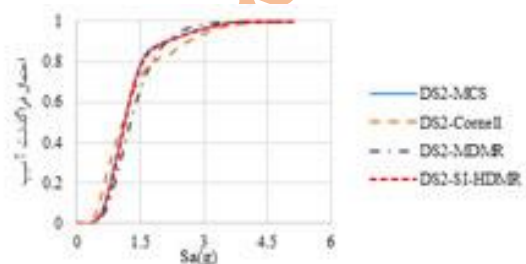
برای محاسبه درصد خطای روش‌های کرنل، HDMR و SI-HDMR در مقایسه یا روش پایه‌ای استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو از رابطه (۱۷) استفاده شده است.

$$Error = \frac{\sum \left| \frac{x - x_{MCS}}{x_{MCS}} \right|}{n} \times 100 \quad (17)$$

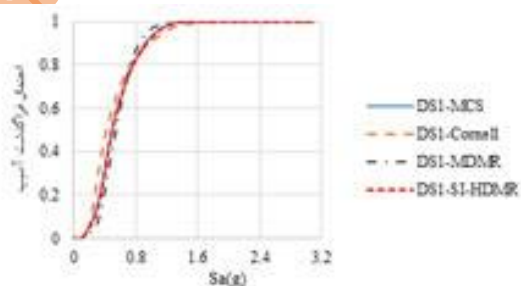
که در این رابطه x مقدار احتمال فراگذشت در هر سطح عملکرد در یکی از روش‌های ذکر شده، x_{monte} مقدار احتمال فراگذشت در هر سطح عملکرد در روش استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو و n تعداد کل مقدارها در هر سطح عملکرد است.



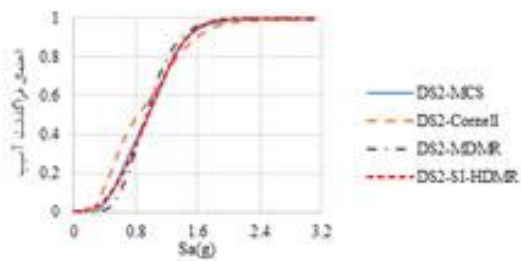
(الف)



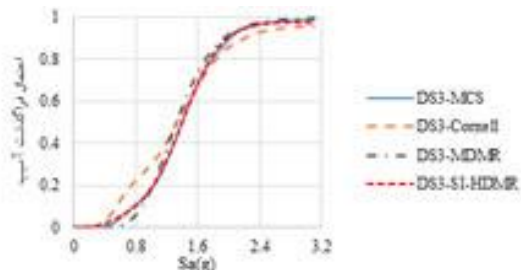
(ب)



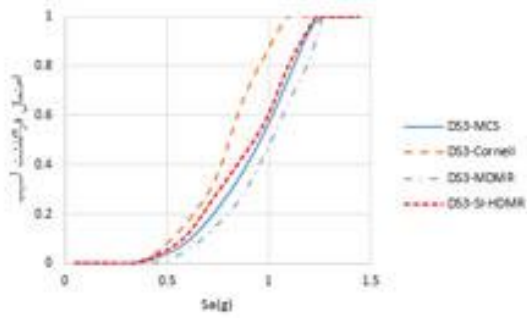
(الف)



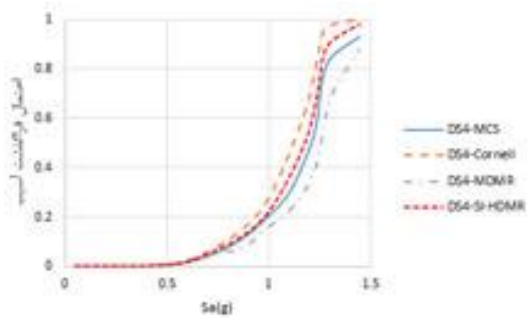
(ب)



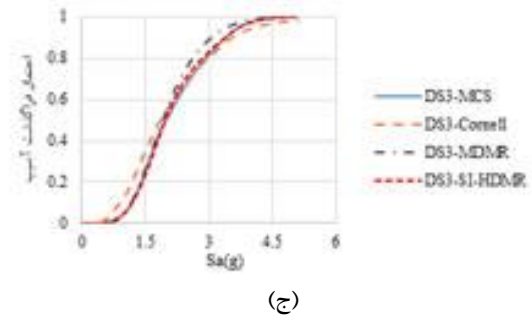
(ج)



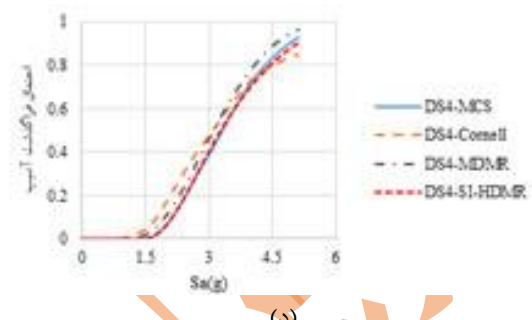
(ج)



(د)



(ج)



(د)

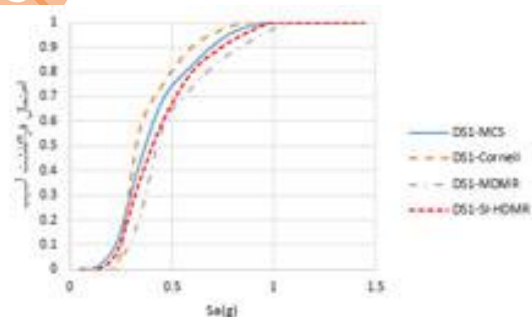
شکل ۵- مقایسه منحنی شکنندگی تولید شده روش‌های متداول برای سازه ۹ طبقه در سطوح عملکردی (الف) DS۱، (ب) DS۲، (ج) DS۳ و (د) DS۴

شکل ۶- مقایسه منحنی شکنندگی تولید شده روش‌های متداول برای سازه ۱۲ طبقه در سطوح عملکردی (الف) DS۱، (ب) DS۲، (ج) DS۳ و (د) DS۴

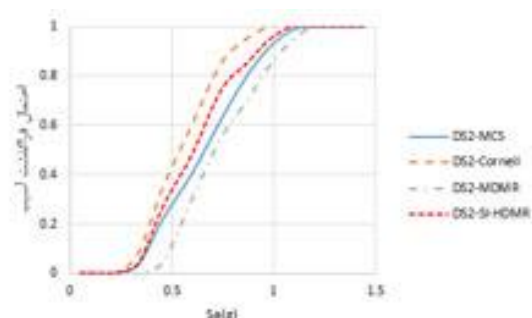
جدول‌های (۴) تا (۶) روش‌های استخراج منحنی شکنندگی برای سازه‌ها از نظر زمان، تعداد تحلیل و میزان خطا با روش مونت کارلو را مقایسه نموده است. نتایج نشان می‌دهد که میزان خطا برای استخراج منحنی شکنندگی به روش SI-HDMR نسبت به سایر روش‌ها کمتر است. همچنین خطای روش‌های دیگر برای سطوح عملکردی بالا (مانند سطح عملکرد DS۴) بیشتر است، ولی میزان خطا در روش SI-HDMR تغییرات با تغییر سطوح عملکردی افزایشی مانند سایر روش‌ها ندارد. افزایش اندک زمان محاسبات برای روش SI-HDMR در مقایسه با روش HDMR با توجه به کاهش قابل ملاحظه مقادیر خطا توجیه پذیر است.

جدول ۴- مقایسه روش‌های مختلف استخراج منحنی شکنندگی برای سازه ۴ طبقه

خطا (%)				زمان تحلیل	تعداد تحلیل	روش
DS ۴	DS ۳	DS ۲	DS ۱			
-	-	-	-	۷۹۲ ساعت	۱۶*۳۰۰*۱۵	مونت کارلو



(الف)



(ب)

کرنل	۳۱*۱۵	۳ ساعت	۱۶	۳۵	۵۲	۶۰
HDMR	۵*۱۵	۳۰ دقیقه	۲	۸.۵	۱۷	۳۰
SI-HDMR	۴*۵*۱۵	۲ ساعت	۰.۱	۱.۵	۹	۲۱

جدول ۵- مقایسه روش‌های مختلف تولید استخراج شکنندگی برای سازه ۹ طبقه

روش	تعداد تحلیل	زمان تحلیل	خطا (%)			
			DS ۱	DS ۲	DS ۳	DS ۴
مونت کارلو	۱۶*۳۰۰*۱۵	۹۰۰ ساعت	-	-	-	-
کرنل	۳۱*۱۵	۶ ساعت	۹	۲۵	۳۵	۸۰
HDMR	۵*۱۵	۱ ساعت	۳	۷.۵	۱۰	۶۰
SI-HDMR	۴*۵*۱۵	۴ ساعت	۰.۳	۱	۷	۲۲

جدول ۶- مقایسه روش‌های مختلف استخراج منحنی شکنندگی برای سازه ۱۲ طبقه

روش	تعداد تحلیل	زمان تحلیل	خطا (%)			
			DS ۱	DS ۲	DS ۳	DS ۴
مونت کارلو	۱۶*۳۰۰*۱۵	۱۰۰۰ ساعت	-	-	-	-
کرنل	۳۱*۱۵	۸ ساعت	۲۰	۳۵	۵۸	۴۰
HDMR	۵*۱۵	۱.۵ ساعت	۲۴	۳۴	۴۰	۳۳
SI-HDMR	۴*۵*۱۵	۶ ساعت	۱۵	۱۶	۲۱	۲۷

۶- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این مطالعه روشی (SI-HDMR) برای استخراج منحنی‌های شکنندگی سازه‌های فولادی با تعداد کمتر تحلیل نسبت به حالت استخراج منحنی شکنندگی با شبیه‌سازی مونت کارلو ارائه شده است. این روش بر روی سه سازه ۴، ۹ و ۱۲ طبقه آزموده شده است. برای ارزیابی کارایی روش پیشنهادی منحنی‌های شکنندگی تولید شده با این روش با منحنی‌های شکنندگی تولید شده با روش شبیه‌سازی مونت کارلو و همچنین سایر روش‌های استخراج منحنی شکنندگی با تعداد کم تحلیل مقایسه شده است. مهم‌ترین جمع‌بندی نتایج به شرح زیر است:

- استفاده از روش پیشنهادی تعداد تحلیل‌ها را نسبت به روش شبیه‌سازی مونت کارلو بیش از ۹۹ درصد کاهش داده است. هرچند تعداد تحلیل‌های مورد نیاز در روش SI-HDMR (۳۰۰ تحلیل برای هر سازه) نسبت به روش HDMR (۷۵ تحلیل برای هر سازه) ۴ برابر است، اما کاهش به حدی بوده که این نسبت افزایش چشم‌گیر نیست. همانطور که این روش پیشنهادی در حدود ۳۰ درصد تعداد تحلیل کمتر از روش کرنل (۴۶۵ تحلیل برای هر سازه) دارد.

- روش پیشنهادی SI-HDMR نسبت به روش پایه‌ای مونت کارلو کمترین خطا را دارد. حداکثر مقدار خطا در روش SI-HDMR ۲۷ درصد است (برای سازه ۱۲ طبقه در سطح عملکرد ۴)، در حالیکه حداکثر خطای روش‌های کرنل و HDMR به ترتیب تا ۸۰ و ۶۰ درصد (برای سازه ۹ طبقه در سطح عملکرد ۴) است.

- خطاهای محاسباتی برای استخراج منحنی شکنندگی در سطوح بالای عملکردی به علت رفتار غیرخطی بیشتر سازه بیشتر است. در هر صورت خطای روش پیشنهادی SI-HDMR برای محاسبه منحنی شکنندگی سطح عملکرد DS۴ (بالاترین سطح عملکردی) در حدود ۲۷ درصد که به صورت قابل ملاحظه از خطای روش‌های کرنل (تا ۸۰ درصد) و HDMR (تا ۶۰ درصد) کمتر است.

- با توجه به اینکه تغییر شکل‌های پلاستیک و آسیب‌های رخ داده در سازه‌های ۹ و ۱۲ طبقه نسبت به سازه ۴ طبقه بیشتر بوده است، خطای محاسبات منحنی شکنندگی برای سازه‌های ۹ و ۱۲ طبقه نسبت به خطای محاسبات منحنی شکنندگی برای سازه ۴ طبقه به صورت قابل ملاحظه‌ای بیشتر بوده است.

مراجع

- [۱] Asadi P, Sourani H. "Fragility curves production by seismic improvement of the high-dimensional model representation method", Engineering Computations, ۳۷(۱), ۱۲۰-۱۴۳, ۲۰۲۰.
- [۲] Reinhorn A, Barron-Corverra R, Ayala A, "Spectral evaluation of seismic fragility of structures", Proceedings ICOSSAR, ۲۰۰۱.
- [۳] Bakhshi A, Asadi P. "Probabilistic evaluation of seismic design parameters of RC frames based on fragility curves", Scientia Iranica. ۲۰(۲):۲۳۱-۴۱, ۲۰۱۳.

- [16] Sudret, Bruno, and Chu V. Mai. "Computing seismic fragility curves using polynomial chaos expansions." In 11th International conference on structural safety and reliability (ICOSSAR 2013). Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 2013.
- [17] Saha SK, Sepahvand K, Matsagar VA, Jain AK, Marburg S. "Fragility analysis of base-isolated liquid storage tanks under random sinusoidal base excitation using generalized polynomial chaos expansion-based simulation", *Journal of Structural Engineering*, 142(10):0416-059, 2016.
- [18] Saha SK, Matsagar V, Chakraborty S. "Uncertainty quantification and seismic fragility of base-isolated liquid storage tanks using response surface models", *Probabilistic Engineering Mechanics*. 43:20-35, 2016.
- [19] McKay MD, Beckman RJ, Conover WJ. "A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code", *Technometrics*, 42(1):55-61, 2000.
- [20] Mukherjee D, Rao B, Prasad A. "Cut-HDMR-based fully equivalent operational model for analysis of unreinforced masonry structures", *Sadhana*. 37(5), 609-628, 2012.
- [21] Unnikrishnan V, Prasad A, Rao B. "Development of fragility curves using high-dimensional model representation", *Earthquake engineering & structural dynamics*, 42(3):419-30, 2013.
- [22] Cornell CA, Jalayer F, Hamburger RO, Foutch DA. "Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines", *Journal of structural engineering*, 128(4):526-33, 2002.
- [23] Nielson BG, DesRoches R. "Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach", *Earthquake engineering & structural dynamics*. 36(6):823-39, 2007.
- [24] Nahar, T. T., Rahman, M. M., Tuan, C. A., & Kim, D. K., Seismic risk assessment based on drift ratio for steel frame using high dimensional model representation and incremental dynamic analysis. In *Proceedings of the International Conference on Planning, Architecture and Civil Engineering*, 2019.
- [25] Thachampuram, Sanju J. "Development of fragility curves for an RC frame." PhD diss., 2014.
- [26] FEMA P58. Applied Technology Council, and National Earthquake Hazards Reduction Program (US). *Seismic performance assessment of buildings*. Federal Emergency Management Agency, 2012.
- [27] Erberik MA, Elnashai AS. "Fragility analysis of flat-slab structures", *Engineering Structures*. 26(7):937-48, 2004.
- [28] Wen Y, Ellingwood BR, Bracci JM, "Vulnerability function framework for consequence-based engineering", MAE Center Report 04-04. 2004.
- [29] Tantala M, Deodatis G, "Development of seismic fragility curves for tall buildings", 15th ASCE engineering mechanics conference, 2002.
- [30] Kazantzi A, Vamvatsikos D, Lignos D. "Seismic performance of a steel moment-resisting frame subject to strength and ductility uncertainty", *Engineering Structures*, 78:69-77, 2014.
- [31] Zi B, Zhou B. "A modified hybrid uncertain analysis method for dynamic response field of the LSOAAC with random and interval parameters", *Journal of Sound and Vibration*, 374:111-37, 2016.
- [32] Zhou B, Zi B, Qian S. "Dynamics-based nonsingular interval model and luffing angular response field analysis of the DACS with narrowly bounded uncertainty", *Nonlinear Dynamics*, 90(4), 2599-626, 2017.
- [33] Zi B, Zhou B, Zhu W, Wang D. "Hybrid function-based moment method for luffing angular response of dual automobile crane system with random and interval parameters", *Journal of Computational and Nonlinear Dynamics*, 14(1), 2019.
- [34] Chen J, Yang J, Li J. "A GF-discrepancy for point selection in stochastic seismic response analysis of structures with uncertain parameters", *Structural Safety*, 59:20-31, 2016.
- [35] Vamvatsikos D, Fragiadakis M. "Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty", *Earthquake engineering & structural dynamics*, 39(2):141-63, 2010.
- [36] Buratti N, Ferracuti B, Savoia M. "Response surface with random factors for seismic fragility of reinforced concrete frames", *Structural Safety*. 32(1):42-51, 2010.
- [37] Craig JI, Frost JD, Goodno BJ, Towashiraporn P, Chawla G, Seo J-W, et al. "Rapid assessment of Fragilities for Collections of Buildings and Geostuctures", MAE Center CD Release 07-17, 2007.
- [38] Jough FKG, Şensoy S. "Prediction of seismic collapse risk of steel moment frame mid-rise structures by meta-heuristic algorithms", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 15(4):743-57, 2016.

[۲۷] Metcalfe AV. Statistics in Civil Engineering (Arnold Applications of Statistics Series), John Wiley & Sons Inc, ۱۹۹۷.

[۲۸] Jiang L, Jiang L, Hu Y, Ye J, Zheng H. "Seismic life-cycle cost assessment of steel frames equipped with steel panel walls". Engineering Structures. ۲۰۲۰.۲۱۱: ۱۱۰۳۹۹.

[۲۹] The international building code, International Building code (IBC ۲۰۰۶), ۲۰۰۶.

[۳۰] AISC, Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction ANSI/AISC ۳۶۰-۱۶, Chicago, Illinois, ۲۰۱۶.

[۳۱] ASCE ۷-۱۶. Minimum design loads for buildings and other structures. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, ۲۰۱۶.

[۳۲] McKenna, F. OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation. Computing in Science & Engineering, ۱۳(۴), ۵۸-۶۶, ۲۰۱۱.

[۳۳] Ibarra LF, Medina RA, Krawinkler H. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. Earthquake engineering & structural dynamics, ۳۴(۱۲):۱۴۸۹-۵۱۱, ۲۰۰۵.

[۳۴] Lignos DG, Krawinkler H. "Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading", Journal of Structural Engineering, ۱۳۷(۱۱):۱۲۹۱-۳۰۲, ۲۰۱۱.

[۳۵] Shi F, Ozbulut OE, Zhou Y. "Influence of shape memory alloy brace design parameters on seismic performance of self-centering steel frame buildings", Struct Control Health Monit, ۲۷(۱), e۲۴۶۲, ۲۰۲۰.

[۳۶] Hossain, K.A. "Structural optimization and life-cycle sustainability assessment of reinforced concrete buildings in seismic regions." PhD diss., ۲۰۱۳.

[۳۷] <https://ngawest2.berkeley.edu/>.

[۳۸] Barsom J, Frank K. State of art report on materials and fracture. FEMA ۳۵۵a Washington, DC: Federal Emergency Management Agency. ۲۰۰۰.

[۳۹] Roeder C. State of the art report on connection performance. Federal Emergency Management Agency (FEMA) Bulletin, ۲۰۰۰.

[۴۰] Fema P۶۹۵, Applied Technology Council. (۲۰۰۹). Quantification of building seismic performance factors. US Department of Homeland Security, ۲۰۰۹.