

تهیه‌ی منحنی‌های شکنندگی برای ساختمان‌های فولادی منظم با قاب‌های دارای مهاربندی ضربدری به‌کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی

محمود حسینی (دانشیار)

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

محمود مجد (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات

با توجه به اهمیت منحنی‌های شکنندگی در ارزیابی خسارات لرزه‌یی ساختمان‌ها، در این نوشتار به منظور تعیین میزان احتمال خسارت وارده در شدت‌های مختلف زمین‌لرزه، منحنی‌های شکنندگی برای ساختمان‌های دارای قاب‌های فولادی با مهاربندی ضربدری با نوع پلان 2×4 و 4×6 دهانه و تعداد طبقات ۳، ۵ و ۷ تولید شده‌اند. تولید این منحنی‌ها از طریق انجام بیش از ۴۲ تحلیل دینامیکی غیرخطی برای هر قاب با اعمال شتاب‌نگاشت‌هایی با شدت‌ها و محتواهای فرکانسی مختلف، به‌کارگیری توابع آماری و احتمالاتی، و بهره‌گیری از دو شاخص شکست «تغییر شکل محوری خمیری» و «تغییر مکان بین طبقه‌یی» میسر شد. نتایج حاصله بیان‌گر این نکته است که اولاً سازه‌های مطالعه شده در شتاب بیشینه بالاتر از $0.5g$ عمدتاً دچار شکست می‌شوند، ثانیاً شاخص «تغییر شکل محوری خمیری»، در مقایسه با «تغییر مکان بین طبقه‌یی»، برای تولید منحنی‌های شکنندگی مناسب‌تر است.

واژگان کلیدی: منحنی شکنندگی، قاب‌های فولادی دارای مهاربندی ضربدری، تحلیل دینامیکی غیر خطی، تغییر شکل محوری، تغییر مکان بین طبقه‌یی.

hosseini@iiees.ac.ir
mahmood.majd@gmail.com

۱. مقدمه

دو عامل مهم در ایجاد منحنی‌های شکنندگی نقش دارند: ۱. خسارت وارده بر سازه، که توسط یک تابع احتمال بیان می‌شود؛ ۲. چگونگی جنبش زمین، که می‌توان منحنی شکنندگی را براساس یکی از شاخص‌های جنبش زمین مانند بیشینه شتاب زمین (PGA)، بیشینه سرعت زمین (PGV)، یا بیشینه جابه‌جایی زمین (PGD) رسم کرد.

رسم و تولید منحنی‌های شکنندگی از سازه‌های تأسیسات هسته‌یی آغاز شده است، چرا که این سازه‌ها جزء سازه‌های بسیار مهم‌اند و آسیب‌دیدی آنها در هنگام زمین‌لرزه بسیار خطرناک است. در سال ۱۹۸۰ منحنی‌های شکنندگی برای نیروگاه‌های هسته‌یی رسم شد.^[۱] رسم این منحنی‌ها با استفاده از عوامل شکنندگی چون فشار آب، مقاومت بتن، جابه‌جایی و تنش ایجاد شده در پوسته‌های مخازن براساس سطوح مختلف PGA صورت گرفت.

می‌توان گفت که بعد از زمین‌لرزه نورتریج (۱۹۹۴) توجه بیشتری به تخمین میزان خسارت سازه‌ها شد، و مهندسیین توجه بیشتری به پیش‌بینی میزان خسارات مالی سازه‌ها در زلزله‌های شدید نشان دادند.

در سال ۱۹۹۴ طی مطالعه‌یی بر سازه‌های ایالت کالیفرنیا، از ضوابط ATC-۱۳ برای رسم منحنی‌های شکنندگی استفاده شد.^[۲] در آن تحقیق، منحنی‌های

با توجه به محدودیت داده‌های عددی موجود در رابطه با سطح خرابی، مشخصات و ویژگی‌های زمین‌لرزه، رابطه‌ی بین اندازه‌ی زمین‌لرزه و میزان خرابی از ابزارهای ضروری برای ارزیابی و تخمین خرابی ساختمان‌ها در مقیاس شهری و منطقه‌یی است. منحنی‌های شکنندگی یکی از ابزارهای مفید برای این منظورند. این منحنی‌ها نشان‌گر احتمال افزایش شرایط محدود آسیب و خسارت برای ساختارهای در معرض تحریک زمین‌لرزه هستند. حالت‌های خسارت در آسیب‌پذیری‌ها معمولاً به‌عنوان تغییر مکان بیشینه‌ی بین طبقه‌یی و تغییر شکل محوری خمیری و چرخش مفاصل و... در نظر گرفته می‌شود.^[۳]

منحنی‌های شکنندگی برای برآورد خطر آفرینی زیرساخت‌های شهری نیز قابل استفاده‌اند. این منحنی‌ها سطح احتمال خسارت برای سطوح مختلف شدت تأثیر زلزله را نشان می‌دهند. به‌کمک این منحنی‌ها می‌توان با تعیین میزان آسیب‌پذیری سازه‌ها آنها را برای مقاوم‌سازی اولویت‌بندی کرد. همچنین مؤسسات مدیریت دولتی و ادارات بیمه که عهده‌دار برآورد میزان خسارت بعد از زلزله هستند می‌توانند از این منحنی‌ها بهره بگیرند.^[۴]

تاریخ: دریافت ۱۳۸۷/۷/۲۱، اصلاحیه ۱۳۸۸/۱۱/۵، پذیرش ۱۳۸۹/۷/۲۰.

شکنندگی برای سازه‌های چوبی، فولادی قاب خمشی و بتن مسلح (۴۰ سازه) رسم شد.

در سال ۱۹۹۶ منحنی‌های شکنندگی برای ساختمان‌های شهر ممفیس تولید شد.^[۶] رسم این منحنی‌ها با استفاده از نرم‌افزار IDARC و برای تغییر مکان بین طبقه‌ی در سطوح مختلف PGA صورت گرفت.

در سال ۲۰۰۰ نیز محققین با استفاده از تابع‌های خسارت و براساس PGV، منحنی‌های شکنندگی را برای سازه‌های فولادی، بتنی و چوبی شهر کوبه‌ی ژاپن رسم کردند.^[۷] در این مطالعه آنها متوجه شدند که سازه‌های بتن مسلح ساخته‌شده در این شهر دارای کم‌ترین شکنندگی و سازه‌های فلزی دارای بیشترین شکنندگی هستند.

همچنین در سال ۲۰۰۰ روش تولید منحنی‌های شکنندگی با استفاده از روش طیف ظرفیت ارائه شد.^[۸] در این خصوص پژوهش‌گران با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیر خطی منحنی‌های شکنندگی را برای تغییر مکان بین طبقه‌ی رسم کردند.

در سال ۲۰۰۴ نیز در استانبول منحنی‌های شکنندگی برای مقاوم‌سازی سازه‌ها تهیه شد.^[۹] برای این کار محققین چهار مدل ۴ طبقه‌ی بتنی را تهیه کردند و به‌منظور طرح مقاوم‌سازی از مدل‌های مختلفی چون بادبندی و دیوار برشی بهره‌گرفتند. آنان روش دینامیکی غیر خطی را برای تحلیل‌های لرزه‌ی به کار گرفتند و منحنی‌های شکنندگی را برای تغییر مکان بین طبقه‌ی در سطوح مختلف PGA رسم کردند.

در سال ۲۰۰۶ نیز یکی از دانشجویان پورتوریکو در پایان‌نامه‌ی تحصیلی‌اش منحنی‌های شکنندگی را برای ساختمان‌های فولادی قاب خمشی با استفاده از نرم‌افزار RAM PERFORM و با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی برای قاب‌های ۲، ۳، ۴، ۶، ۸ و ۱۰ طبقه رسم کرد.^[۱۰] او با استفاده از آیین‌نامه‌ی FEMA و براساس PGA و تغییر مکان بین طبقه‌ی، منحنی‌های شکنندگی را تولید کرد.

در ایران نیز در سال ۱۳۸۶ منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های بتن مسلح دارای دیوار برشی رسم شد.^[۱۱] برای این کار با لحاظ کردن اثرات توزیع سختی، مقاومت و پیش‌بر روی منحنی‌های شکنندگی، ۸ مدل یک‌طبقه با استفاده از نرم‌افزار Opensees تحت تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی قرار گرفت، و منحنی‌های شکنندگی براساس تغییر مکان بین طبقه‌ی و چرخش مفاصل و شکل‌پذیری در سطوح مختلف PGA رسم شدند.

یکی از معروف‌ترین نوع سیستم‌های سازه‌ی متداول، سیستم قاب‌های فولادی مهاربندی شده است. علی‌رغم استفاده‌ی گسترده از این نوع سازه‌ها در کشور، هنوز نسبت به تولید منحنی‌های شکنندگی آنها اقدام نشده است، و در سایر کشورها نیز براساس مدارک در دسترس کار در این خصوص صورت نگرفته است. هدف اصلی این نوشتار پاسخ به این نیاز کشور است، که البته در سطح جهانی نیز دارای ارزش خاصی است. با توجه به اینکه در کارهای گذشته معیارهای اصلی تهیه‌ی منحنی‌های شکنندگی چرخش مفاصل خمیری و تغییر مکان بین طبقه‌ی بوده است، که اولی در مورد این نوع سازه‌ها قابل استفاده نیست، در این تحقیق علاوه بر معیار دوم معیار تغییر شکل محوری خمیری اعضای مهاربند نیز مورد بررسی قرار گرفته است.

از مهم‌ترین خواص مهاربند‌های هم‌مرکز سختی بالای آنهاست. به همین علت، معمولاً با افزایش تعداد طبقات و ارتفاع ساختمان -- وقتی محدودیت تغییر مکان سازه حاکم بر سرنوشت طراحی اعضا باشد -- و هنگامی که مثلاً استفاده از قاب

مقاوم خمشی به‌علت سختی اندک غیر اقتصادی می‌شود، سیستم مهاربند‌های هم‌مرکز جایگزینی مناسب برای آن خواهد بود.

۲. تولید منحنی شکنندگی به‌کمک تحلیل‌های تاریخچه‌ی

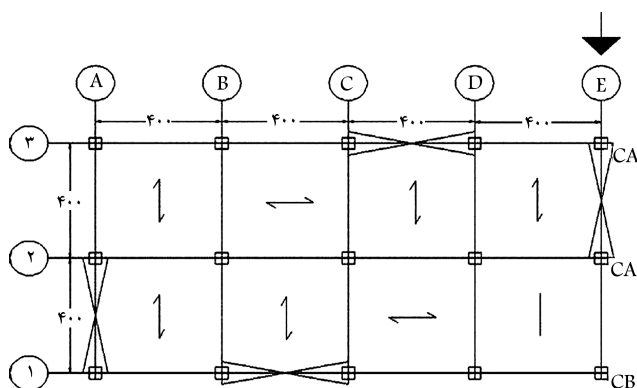
زمانی

گام‌های تهیه‌ی منحنی شکنندگی به‌وسیله‌ی تحلیل‌های تاریخچه زمانی در این تحقیق عبارت است از:

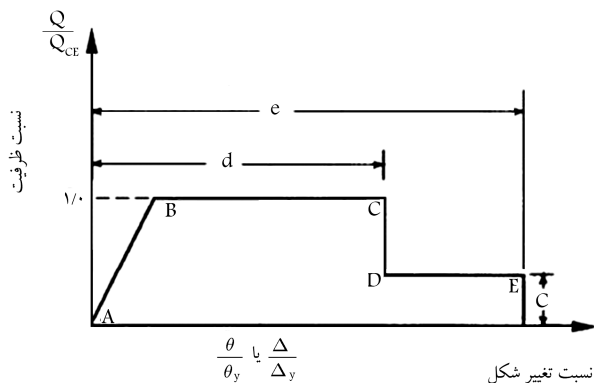
- انتخاب سازه‌ها و مدل‌سازی با توجه به میرایی و رفتار غیر خطی اعضا؛
- انتخاب نگاشت‌های زمین‌لرزه‌های گذشته با توجه به نوع خاک و شکل طیف، و مقیاس‌کردن آنها به سطوح مختلف؛
- مشخص‌کردن عوامل مؤثر در شکنندگی لرزه‌ی مانند تغییر شکل محوری خمیری و تغییر مکان بیشینه‌ی بین طبقه‌ی؛
- مشخص‌کردن محدوده‌ی شکست با توجه به آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌ها؛
- انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی برای هر سازه در سطوح مختلف PGA؛
- انتخاب یک توزیع آماری و معادله‌ی احتمال مناسب؛
- تولید جداول شکنندگی و رسم منحنی شکنندگی.

۳. معرفی مدل‌های مورد بررسی

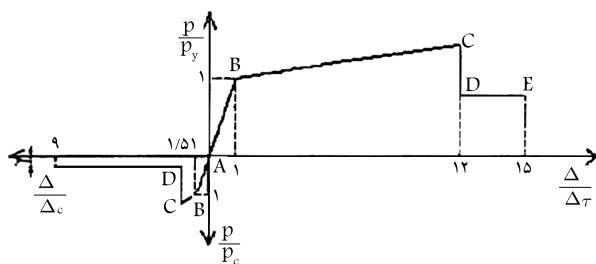
ساختمان‌ها به‌صورت سه‌بعدی با دو پلان در ابتدا در نظر گرفته شدند. ساختمان‌ها طوری در نظر گرفته شدند که بتوان قاب‌های ۲، ۴ و ۶ دهانه را از آنها استخراج کرد. ساختمان‌ها برای تعداد طبقات ۳، ۵ و ۷ براساس ویرایش دوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران و میثت دهم مقررات ملی ساختمان ایران مدل‌سازی و طراحی شدند. علت استفاده از ویرایش دوم این است که منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های موجود رسم می‌شوند و اکثر سازه‌های موجود در ایران براساس این ویرایش طراحی شده‌اند. همچنین ضوابط مربوط به کنترل مهاربند‌ها براساس روابط پیوست استاندارد ۲۸۰۰ مربوطه نیز در طراحی‌ها ملحوظ شده است. پلان‌های در نظر گرفته شده و قاب‌های استخراج شده از آنها در اشکال ۱ و ۲ مشخص است.



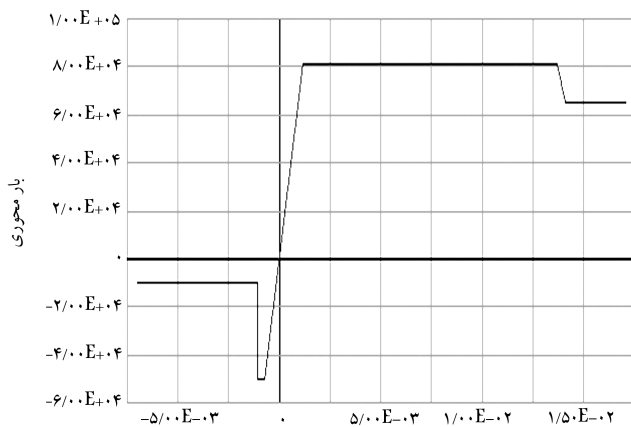
شکل ۱. پلان ساختمان‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه برای قاب‌های ۲ دهانه.



شکل ۳. منحنی رفتار اعضای سازه و پارامترهای مدل سازی. [۱۲]



شکل ۴. منحنی رفتاری مهاربندهای هم محور در کشش و فشار. [۱۲]



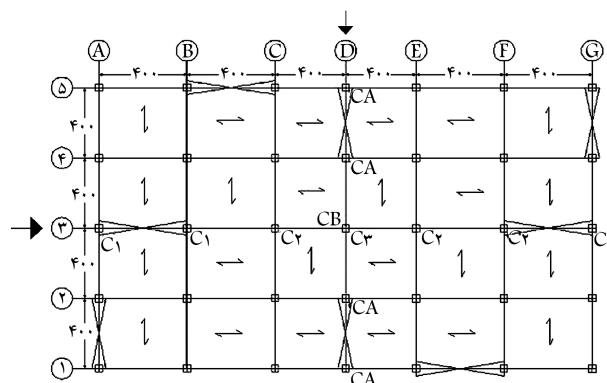
تغییر شکل محوری

شکل ۵. نمونه‌ی مدل رفتاری مهاربند ۱۲° UNP۲ معرفی شده به برنامه‌ی

PERFORM-۳D. [۱۲]

۵. تعیین شاخص‌های شکست

برای ایجاد منحنی شکنندگی سازه‌ی تعیین شاخص‌هایی برای شکست ضرورت می‌یابد. خرابی و ویرانی ساختمان در نتیجه‌ی زمین لرزه معمولاً ناشی از تغییر شکل‌های خمیری زیاد اعضای سازه‌ی است. بر اثر این تغییر شکل‌های شدید خمیری تغییر مکان سازه‌ها زیاد می‌شود. خرابی و ویرانی مختلف اکثراً در اعضای اصلی سازه، به‌طور مثال در سازه‌های مهاربندی، در مهاربندها رخ می‌دهد و بنابراین از تغییر شکل محوری خمیری می‌توان به‌عنوان یکی از شاخص‌های شکست نام برد. تغییر مکان بیشینه‌ی بین طبقه‌ی نمونه‌ی دیگری از شاخص‌های شکست است.



شکل ۲. پلان ساختمان‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه برای قاب‌های ۴ و ۶ دهانه.

۴. مدل سازی

به‌منظور انجام تحلیل‌های غیرخطی و بررسی و ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌های انتخابی، از نرم‌افزار ۳D Ram-Perform استفاده شده است. به‌منظور انجام تحلیل‌های غیرخطی، مدل رفتاری مناسب برای اعضاء در محدوده‌ی تغییر شکل‌های غیرخطی باید مشخص و در نرم‌افزار معرفی شود. بدیهی است نتایج تحلیل‌ها به مدل‌های رفتاری معرفی شده وابسته است.

رفتار غیرکشسان مهاربندها تابع لاغری آنهاست. با توجه به تفاوت رفتار مهاربندها در کشش و فشار، با بیشتر شدن نسبت لاغری، مقاومت محوری فشار کاهش یافته و منحنی‌های رفتار دوره‌ی لاغرتر می‌شوند.

تلاش‌های اعضاء برحسب سطح عملکرد تعریف شده توسط معیار پذیرش که نمونه‌ی از آن در شکل ۳ ارائه شده، پذیرفته می‌شوند. پارامترهای a، b، c با توجه به خصوصیات هندسی و سازه‌ی مقاطع برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی تیرها و ستون‌ها براساس ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی ایران به دست می‌آید.

در مدل‌سازی رفتار غیر خطی مهاربندها، پارامترهای مدل‌سازی با توجه به تفاوت رفتار در کشش و فشار به‌صورت شکل ۴ معرفی می‌شوند.

با توجه به شکل، پارامترهای $T_C = P_C$ و $T_C = P_y$ مقاومت‌های مورد انتظار اعضاء تحت کشش و فشار است. Δ_T تغییر شکل محوری در بار نظیر تنش کششی حد تسلیم Δ_C و تغییر شکل محوری در بار کماتشی مورد نظر است. مقادیر این پارامترها مطابق روابط ۱ تا ۴ به دست می‌آید.

$$P_C = \sqrt{7} F_a A \quad (۱)$$

$$\Delta_C = \frac{P_C L}{AE} \quad (۲)$$

$$T_C = F_y A \quad (۳)$$

$$\Delta_T = \frac{T_C L}{AE} \quad (۴)$$

که در این رابطه‌ها A سطح مقطع و L طول مهاربندی است. در شکل ۵ مدل رفتاری مهاربند ۱۲° UNP۲ که به برنامه‌ی PERFORM-۳D معرفی شده، به‌طور نمونه ارائه شده است.

رفتار ارتجاعی و غیر ارتجاعی ستون‌ها، با استفاده از المان تیر ستون نرم‌افزار مورد استفاده مدل‌سازی شده است.

آسیب‌پذیری در ساختمان‌ها در درجه‌های مختلف عدم خرابی و ویرانی تا فروریختگی دیده می‌شود. در این مطالعه سه حالت: ۱. خرابی و ویرانی غیراساسی کم؛ ۲. خرابی و ویرانی سازه‌یی متوسط؛ ۳. ویرانی سازه‌یی شدید و فروریختگی ساختمان، مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۶. تعیین محدوده‌ی شکست

محدوده‌ی شکست با عملکرد سازه‌ها رابطه‌ی مستقیم دارد. می‌توان گفت گذر از هر سطح عملکرد سازه به مثابه شکست یک سطح آن سازه است. چون اگر از آن سطح عملکرد گذر کنند. دیگر ضوابط آن سطح عملکرد را ندارد و از دیدگاه بهسازی آن عضو نیازمند تقویت است.

سازه‌ها براساس ضوابط دستورالعمل بهسازی ایران، ویرایش سال ۱۳۸۵ (نشریه‌ی شماره ۳۶۰)، در سه سطح ارزیابی شده‌اند: سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (IO) یا همان خرابی و ویرانی کم و غیراساسی؛ سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) یا همان خرابی و ویرانی سازه‌یی متوسط؛ سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش (CP) یا همان ویرانی سازه‌یی و فروریختگی.

این سطوح برای تغییرشکل محوری خمیری از جداول موجود در دستورالعمل بهسازی استفاده شده و با توجه به نوع مقطع میزان مجاز تغییرشکل محوری خمیری در سه سطح به دست آمده است. برای معیار تغییر مکان بین طبقه‌یی از مقادیر تفسیر دستورالعمل بهسازی استفاده شده است.^[۱۲]

۷. تحلیل دینامیکی غیرخطی

برای تحلیل مدل‌ها از تحلیل غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی استفاده شده است. برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی از شش شتاب‌نگاشت مربوط به خاک نوع II استفاده شده است. این شتاب‌نگاشت‌ها مربوط به زلزله‌های ارائه‌شده در جدول ۱ هستند.

در این تحقیق منحنی‌های شکنندگی برای ۷ سطح مختلف PGA به دست آمده است. در حالت کلی هر شتاب‌نگاشت به ۷ سطح مختلف زمین‌لرزه مقیاس شده و با توجه به استفاده از ۶ شتاب‌نگاشت در مجموع هر قاب تحت ۴۲ شتاب‌نگاشت زمین‌لرزه در نرم‌افزار ۳D Ram-Perform قرار گرفته است.

جدول ۱. مشخصات شتاب‌نگاشت‌ها.

شماره	رخداد	نوع خاک	PGA(g)
۱	Kocaeli ۱۹۹۹/۸/۱۷	B	۰٫۳۷۵
۲	Loma Prieta ۱۹۸۹/۱۰/۱۸	B	۰٫۳۵۷
۳	Elcentro ۱۹۵۰/۵/۱۸	B	۰٫۳۱۹
۴	Northridge ۱۹۹۵/۰۱/۱۷	B	۰٫۳۶۳
۵	San Fernando ۱۹۷۱/۲/۹	B	۰٫۳۶۵
۶	Duzce, Turkey ۱۹۹۹/۱۱/۱۲	B	۰٫۴۲۶

۸. نظریه‌ی احتمال در منحنی‌های شکنندگی

برای تولید منحنی شکنندگی باید یک توزیع برای پارامترهای تقاضای مهندسی که از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی به دست می‌آید در نظر گرفت، که معمولاً برای این امر از توزیع نرمال استفاده می‌شود.

برای به دست آوردن مقدار احتمال یک توزیع نرمال از مساحت سطح زیر منحنی توزیع نرمال موسوم به «تابع توزیع تجمعی توزیع نرمال» استفاده می‌کنند. در اشکال ۶ و ۷ نمودارهای تابع توزیع نرمال و تابع توزیع تجمعی توزیع نرمال نشان داده شده است.

تابع چگالی توزیع نرمال توسط رابطه‌ی ۵ و تابع چگالی توزیع تجمعی توزیع نرمال توسط رابطه‌ی ۶ نشان داده می‌شود.

$$f_x(X) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (5)$$

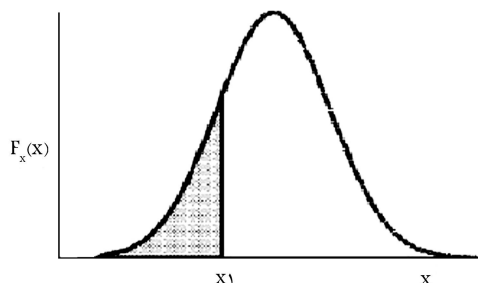
$$F_x(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_0^x e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx = \Phi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right) \quad (6)$$

که در آن μ و σ به ترتیب میانگین و انحراف معیار مقادیر است.

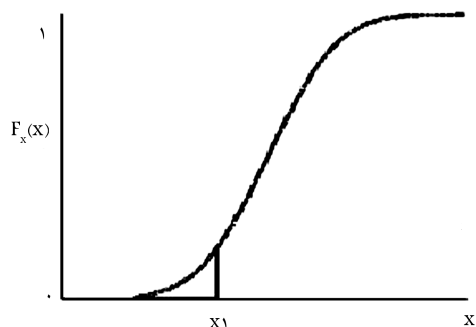
۹. تولید منحنی شکنندگی

برای تولید منحنی‌های شکنندگی براساس نتایج تحلیل تاریخچه زمانی از روش‌های احتمالاتی استفاده می‌شود. هر نقطه از منحنی شکنندگی برای شتاب زلزله‌ی پیشینه اختصاص یافته و طبق رابطه‌ی ۷ تعریف می‌شود.

$$Fragility = P[EDP > AC|IM] \quad (7)$$

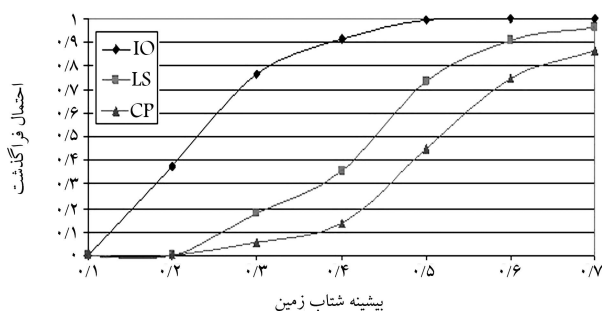


شکل ۶. منحنی تابع توزیع نرمال.^[۷]

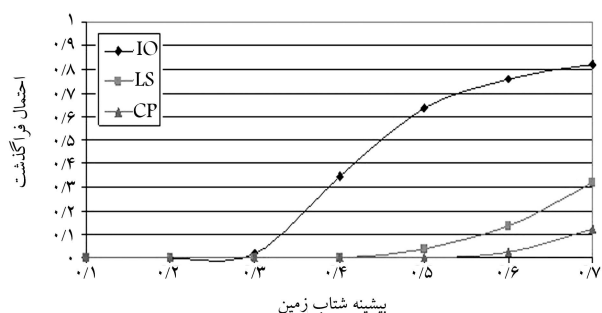


شکل ۷. منحنی تابع توزیع تجمعی توزیع نرمال.^[۷]

بعد از تنظیم جداول شکنندگی، منحنی‌های شکنندگی رسم می‌شوند. به این ترتیب منحنی‌های شکنندگی برای تمامی قاب‌ها در دو حالت تغییرشکل محوری خمیری و تغییر مکان بین طبقه‌ی رسم شدند. در مجموع ۹ منحنی برای شاخص تغییرشکل محوری خمیری و ۹ منحنی برای شاخص تغییرمکان بین طبقه‌ی رسم شد. چند نمونه از منحنی‌های شکنندگی در شکل‌های ۸ و ۹ به تفکیک قاب و طبقه آمده است. در هر شکل هر سه سطح عملکرد ارائه شده است. در ادامه، تمامی منحنی‌ها در اشکال ۱۰ تا ۳۳ برای تمامی قاب‌ها به تفکیک طبقه و سطح عملکرد آمده است.



شکل ۸. منحنی شکنندگی قاب ۵ طبقه‌ی ۴ دهانه با شاخص تغییر شکل محوری.



شکل ۹. منحنی شکنندگی قاب ۵ طبقه‌ی ۴ دهانه با شاخص تغییر مکان بین طبقه‌ی.

جدول ۲. جدول شکنندگی قاب ۵ طبقه ۴ دهانه برای شاخص تغییرشکل محوری.

شدت زلزله - تغییرشکل محور خمیری							FO54
0.7 g	0.6 g	0.5 g	0.4 g	0.3 g	0.2 g	0.1 g	
0.00081	0.00074	0.00061	0.0005207	0.000448	0.000322	0.000249	DUZ
0.000603	0.000577	0.000409	0.0003101	0.0002877	0.000233	0.0001	ELS
0.000568	0.000507	0.0003916	0.000243	0.0002843	0.000236	0.000103	KOC
0.000461	0.000435	0.000325	0.0002125	0.000194	0.0001475	0.00009	LOMA
0.000504	0.000446	0.000356	0.000206	0.0001982	0.0001389	0.00009	NOR
0.000401	0.000296	0.000209	0.0001292	0.0001885	0.0001339	0.00008	SAN
0.0005578	0.0005002	0.0003834	0.0002503	0.0001668	0.0001519	0.000159	Arithmetic mean
2.05E-06	2.25E-06	1.73E-06	1.9E-06	2.07E-06	1.24E-07	2.64E-08	Var
0.0001433	0.0001499	0.0001316	0.0001377	0.000144	0.0001353	0.000162	Standard Deviation
0.999951	0.9999576	0.9998209	0.9995387	0.9996534	0.99929643	0.9995906	P(X>XI)=IO
0.999951	0.9999576	0.9998209	0.9995387	0.9996534	0.99929643	0.9995906	P(X>XI)=LS
0.999951	0.9999576	0.9998209	0.9995387	0.9996534	0.99929643	0.9995906	P(X>XI)=CP

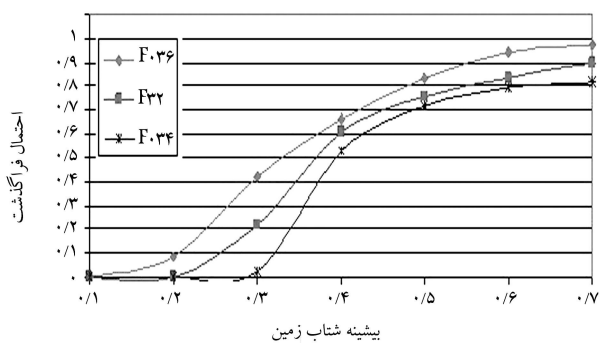
در این رابطه IM شدت زلزله است که معمولاً برابر شتاب بیشینه‌ی زمین (PGA) فرض می‌شود و در این تحقیق در ۷ سطح مختلف PGA - از 0.1g تا 0.7g در نظر گرفته شده است؛ EDP پارامتر تقاضای مهندسی است که از خروجی تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی به دست می‌آید؛ AC شرایط قابل قبول مربوط به حالت حدی مفروض است که در این تحقیق از سطوح عملکرد دستورالعمل بهسازی ایران استفاده شده است. تابع احتمال داده شده در رابطه‌ی ۷ به صورت رابطه‌ی ۸ محاسبه می‌شود:

$$P = P[EDP > AC] = 1 - P[EDP < AC] \\ = 1 - \phi\left(\frac{AC - \mu}{\sigma}\right) \quad (8)$$

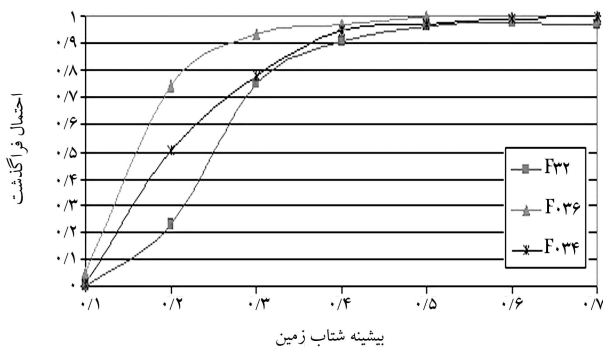
برای هر پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) در هر شدت حرکت زلزله (IM) یک توزیع نرمال آماری در نظر گرفته شده است. در این رابطه برای ارزیابی احتمال تجاوز از یک حد مرزی خاص (AC)، میانگین و انحراف معیار هر یک از EDPها برای اثر مجموع شش نگاهت زلزله محاسبه شده است. سپس با استفاده از تابع توزیع تجمعی توزیع نرمال، احتمال تجاوز هر یک از EDPها از حالت حدی داده شده محاسبه شده است. [۱۱، ۱۲]

۱۰. رسم منحنی شکنندگی

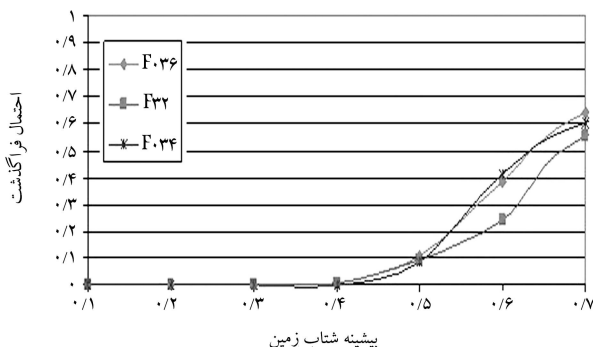
در این مطالعه قبل از رسم منحنی‌های شکنندگی اقدام به تنظیم جداول شکنندگی شده است. ویژگی این جداول این است که برخلاف منحنی‌های شکنندگی که فقط احتمال شکست را در سطوح مختلف PGA نشان می‌دهند، رفتار سازه را در تک تک نگاهت‌ها و در سطوح مختلف زمین‌لرزه نشان می‌دهند. همچنین در این جداول میانگین، واریانس و انحراف معیار پارامترهای تقاضای مهندسی حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی و احتمال شکست در سه سطح دیده می‌شود. برای رعایت اختصار، در این نوشتار جدول ۲ به عنوان نمونه‌ی از این جداول ارائه شده است. مابقی جداول شکنندگی تهیه شده در گزارش اصلی این تحقیق [۱۲] موجود است.



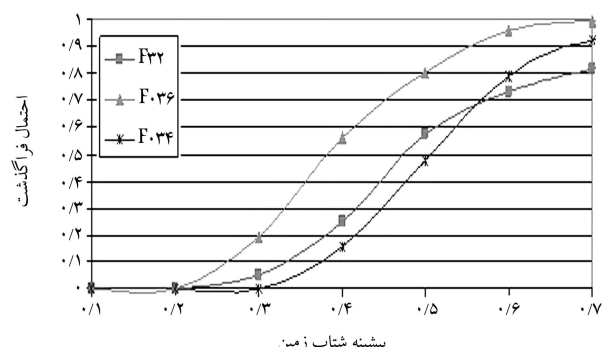
شکل ۱۴. منحنی شکندگی قاب های ۳ طبقه در سطح عملکرد IO با استفاده از شاخص تغییر مکان بین طبقه‌یی.



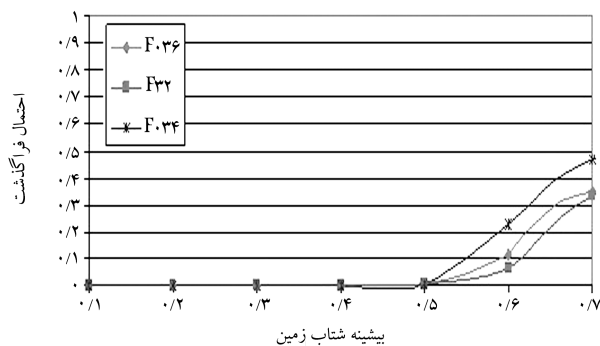
شکل ۱۰. منحنی شکندگی قاب های ۳ طبقه در سطح عملکرد IO با استفاده از شاخص تغییر شکل محوری.



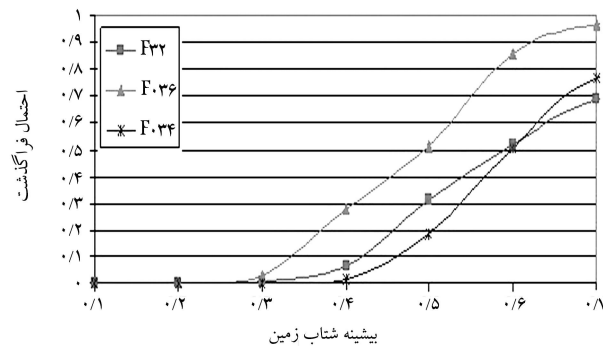
شکل ۱۵. منحنی شکندگی قاب های ۳ طبقه در سطح عملکرد LS با استفاده از شاخص تغییر مکان بین طبقه‌یی.



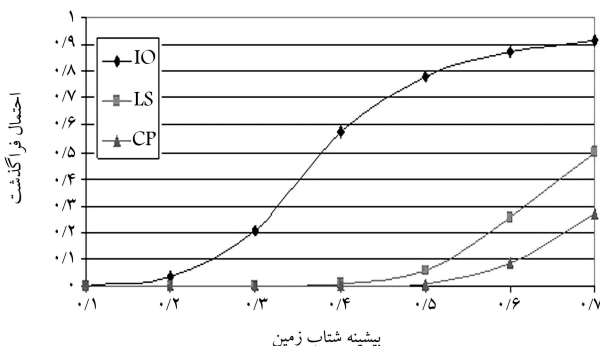
شکل ۱۱. منحنی شکندگی قاب های ۳ طبقه در سطح عملکرد LS با استفاده از شاخص تغییر شکل محوری.



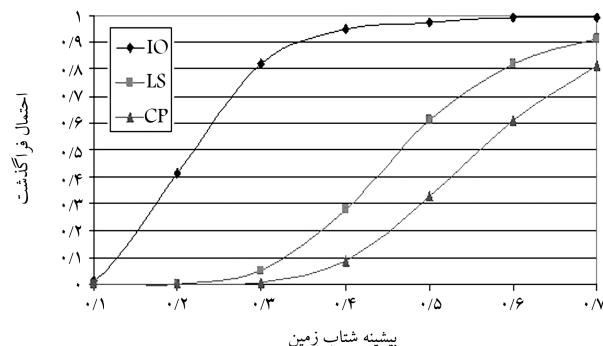
شکل ۱۶. منحنی شکندگی قاب های ۳ طبقه در سطح عملکرد CP با استفاده از شاخص تغییر مکان بین طبقه‌یی.



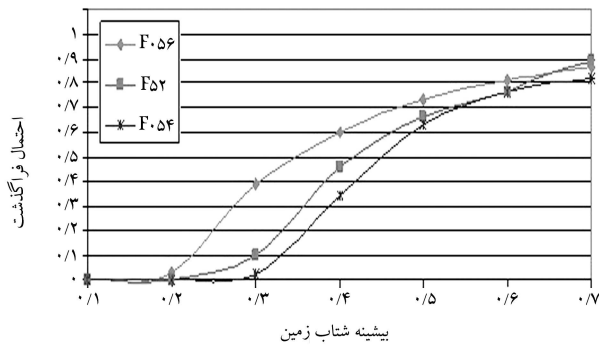
شکل ۱۲. منحنی شکندگی قاب های ۳ طبقه در سطح عملکرد CP با استفاده از شاخص تغییر شکل محوری.



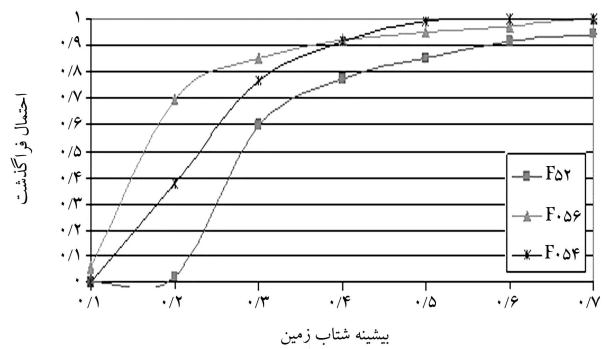
شکل ۱۷. منحنی های شکندگی میانگین قاب های ۳ طبقه با استفاده از شاخص تغییر مکان بین طبقه‌یی.



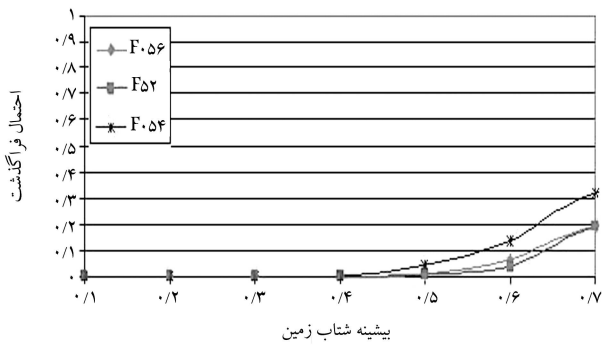
شکل ۱۳. منحنی های شکندگی میانگین قاب های ۳ طبقه با استفاده از شاخص تغییر شکل محوری.



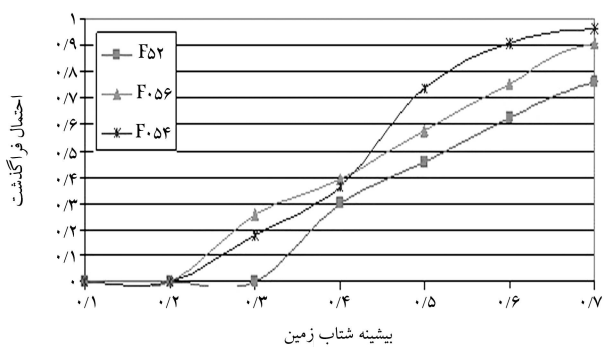
شکل ۲۲. منحنی شکنندگی قاب‌های ۵ طبقه در سطح عملکرد IO با استفاده از شاخص تغییر مکان بین طبقه‌یی.



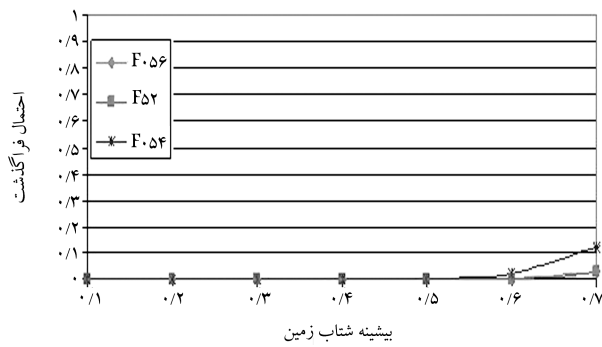
شکل ۱۸. منحنی شکنندگی قاب‌های ۵ طبقه در سطح عملکرد IO با استفاده از شاخص تغییر شکل محوری.



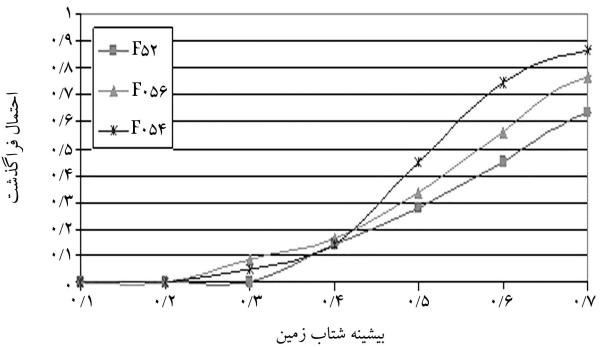
شکل ۲۳. منحنی شکنندگی قاب‌های ۵ طبقه در سطح عملکرد LS با استفاده از شاخص تغییر مکان بین طبقه‌یی.



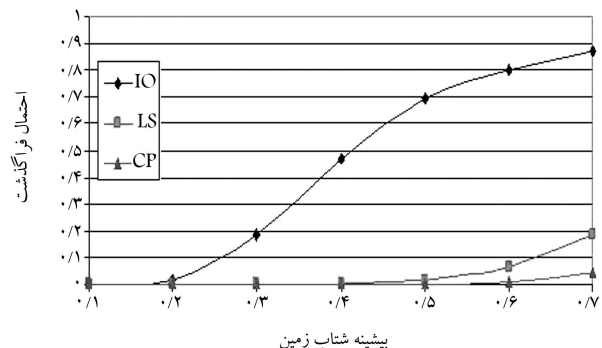
شکل ۱۹. منحنی شکنندگی قاب‌های ۵ طبقه در سطح عملکرد LS با استفاده از شاخص تغییر شکل محوری.



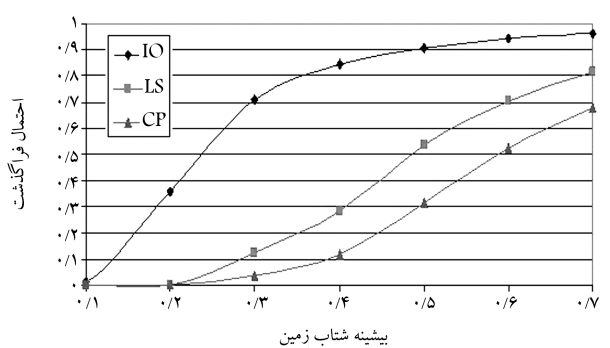
شکل ۲۴. منحنی شکنندگی قاب‌های ۵ طبقه در سطح عملکرد CP با استفاده از شاخص تغییر مکان بین طبقه‌یی.



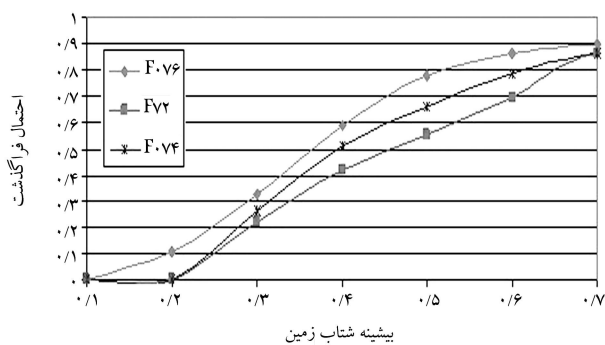
شکل ۲۰. منحنی شکنندگی قاب‌های ۵ طبقه در سطح عملکرد CP با استفاده از شاخص تغییر شکل محوری.



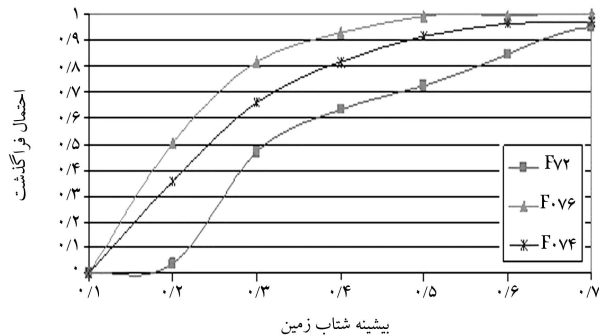
شکل ۲۵. منحنی‌های شکنندگی میانگین قاب‌های ۵ طبقه با استفاده از شاخص تغییر مکان بین طبقه‌یی.



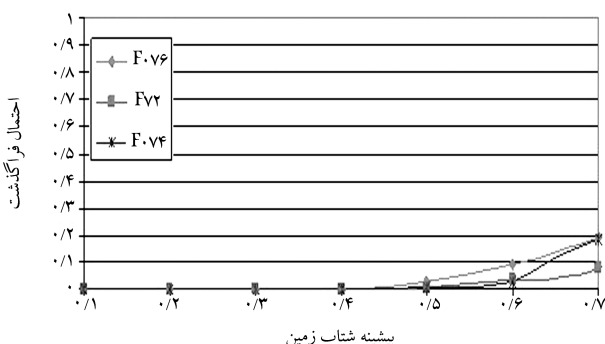
شکل ۲۱. منحنی‌های شکنندگی میانگین قاب‌های ۵ طبقه با استفاده از شاخص تغییر شکل محوری.



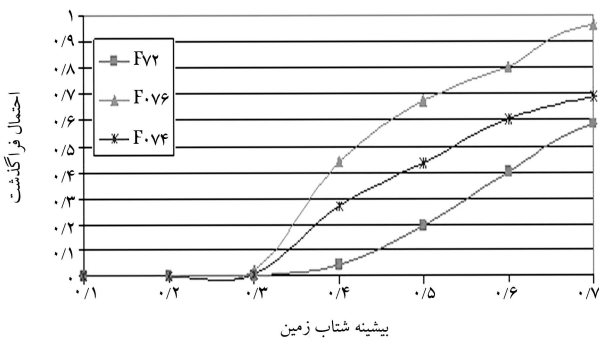
شکل ۳۰. منحنی شکندگی قاب های ۷ طبقه در سطح عملکرد IO با استفاده از شاخص تغییر مکان بین طبقه‌یی.



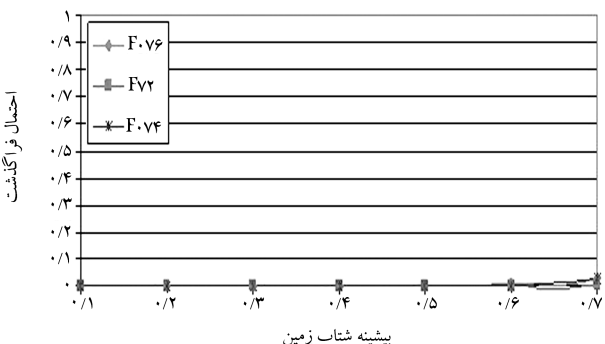
شکل ۳۶. منحنی شکندگی قاب های ۷ طبقه در سطح عملکرد IO با استفاده از شاخص تغییر شکل محوری.



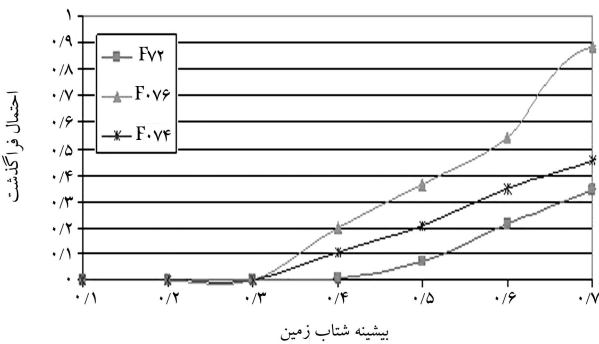
شکل ۳۱. منحنی شکندگی قاب های ۷ طبقه در سطح عملکرد LS با استفاده از شاخص تغییر مکان بین طبقه‌یی.



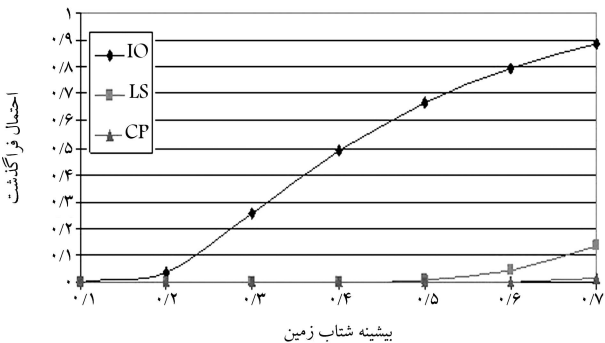
شکل ۲۷. منحنی شکندگی قاب های ۷ طبقه در سطح عملکرد LS با استفاده از شاخص تغییر شکل محوری.



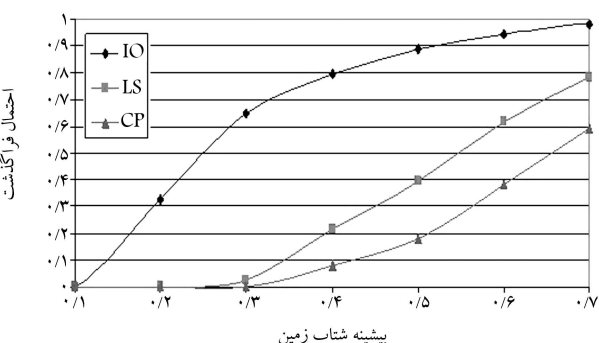
شکل ۳۲. منحنی شکندگی قاب های ۷ طبقه در سطح عملکرد CP با استفاده از شاخص تغییر مکان بین طبقه‌یی.



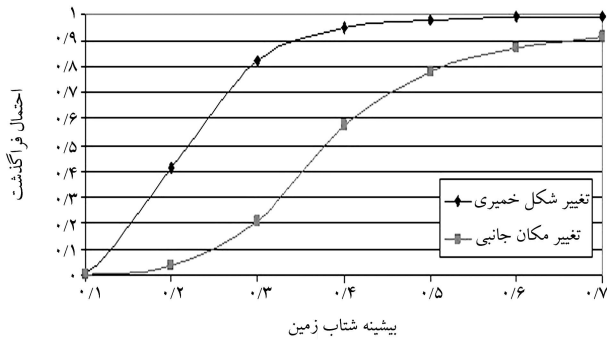
شکل ۲۸. منحنی شکندگی قاب های ۷ طبقه در سطح عملکرد CP با استفاده از شاخص تغییر شکل محوری.



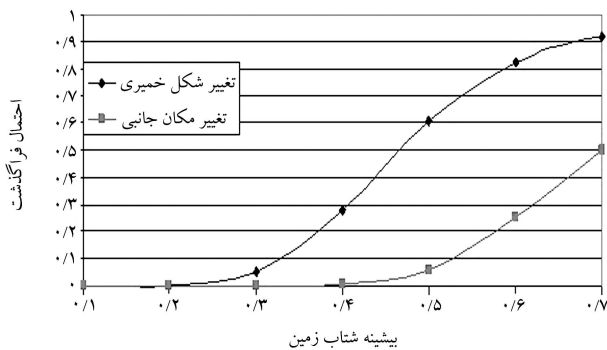
شکل ۳۳. منحنی های شکندگی میانگین قاب های ۷ طبقه با استفاده از شاخص تغییر مکان بین طبقه‌یی.



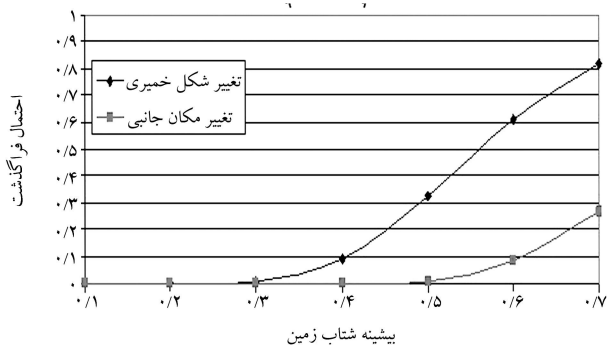
شکل ۲۹. منحنی های شکندگی میانگین قاب های ۷ طبقه با استفاده از شاخص تغییر شکل محوری.



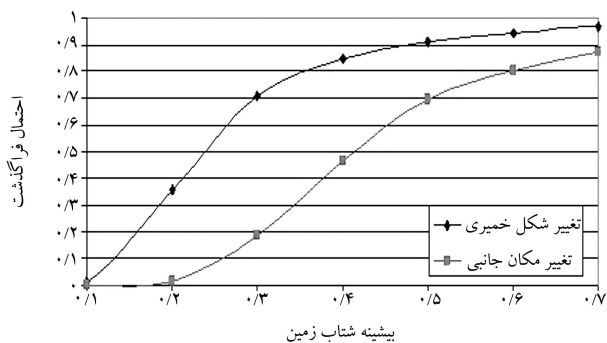
شکل ۳۴. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر مکان بین طبقه‌ی و تغییر شکل محوری سازه‌های ۳ طبقه در سطح IO.



شکل ۳۵. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر مکان بین طبقه‌ی و تغییر شکل محوری سازه‌های ۳ طبقه در سطح LS.



شکل ۳۶. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر مکان بین طبقه‌ی و تغییر شکل محوری سازه‌های ۳ طبقه در سطح CP.



شکل ۳۷. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر مکان بین طبقه‌ی و تغییر شکل محوری سازه‌های ۵ طبقه در سطح IO.

۱۱. دقت منحنی‌های شکنندگی

دقت بررسی‌ها و ارزیابی‌های آسیب‌پذیری که بر مبنای منحنی‌های شکنندگی صورت می‌گیرند، به میزان دقت این منحنی‌ها وابسته است. به طوری که هر قدر در خلال روند تهیه منحنی آسیب‌پذیری بیشتر دقت شود نتایج تحلیل‌های آسیب‌پذیری از قابلیت اعتماد بیشتری برخوردارند. این در حالی است که اطلاعات مورد نیاز برای تهیه منحنی‌های شکنندگی ذاتاً خاصیت تصادفی دارند. تصادفی بودن اطلاعات هم در مورد مشخصات تحریک ورودی و هم در مورد مشخصات مکانیکی سیستم سازه‌ی صادق است، چرا که اصولاً زلزله خاصیت غیر تعیینی و تصادفی دارد و از سوی دیگر مشخصات سیستم سازه‌ی نیز به دلایل گوناگون (نظیر تغییر مشخصات مکانیکی مصالح بر اثر خوردگی، تفاوت رفتار به دلیل تغییر دائمی مرکز جرم و...) نامطمئن است. بنابراین افزایش دقت منحنی‌های شکنندگی مستلزم انجام عملیات ریاضی و مطالعات آماری و احتمالاتی مفصل است.

شناخت عوامل ایجاد خطا مهم‌ترین گام در امر افزایش دقت منحنی‌های شکنندگی است. عوامل مؤثر در ایجاد خطا در منحنی‌های شکنندگی عبارت‌اند از:

۱. کمبود اطلاعات موجود.
۲. وجود اطلاعات نادرست یا کم دقت.
۳. خطا در عملیات ریاضی و روش‌های تحلیل.
۴. خطا در برازش منحنی.

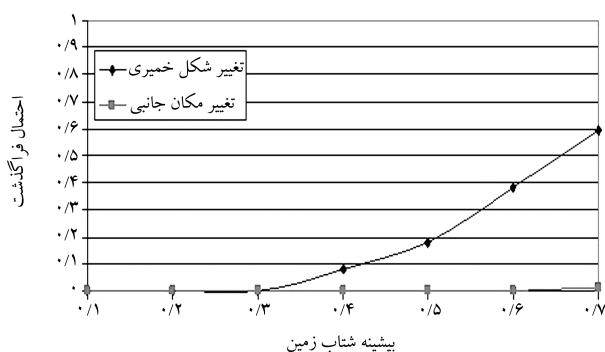
مسئله‌ی اساسی دیگری که در خلال روند تهیه منحنی‌های شکنندگی باید به آن دقت کرد استفاده از یک روش ریاضی منطقی برای تلفیق داده‌های آماری با یکدیگر است. در مجموع به منظور افزایش دقت محاسبات در تعیین منحنی‌های شکنندگی سازه‌ها، بهتر است برای حالات خاص سازه -- از نظر شرایط هندسی، شرایط تکیه‌گاهی و شرایط ساخت‌گاهی -- یک منحنی شکنندگی خاص برای هر حالت تخریب به دست آید.

۱۲. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر مکان بین طبقه‌ی و تغییر شکل محوری خمیری

چنان که در قسمت‌های پیشین توضیح داده شد در این تحقیق منحنی‌های شکنندگی برای دو حالت تغییر شکل محوری و تغییر مکان بین طبقه‌ی رسم شدند. در این بخش به مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تولیدشده با دو معیار تغییر شکل محوری و تغییر مکان بین طبقه‌ی می‌پردازیم.

چنان که در شکل‌های ۳۴ تا ۴۲ مشاهده می‌شود، احتمال شکست منحنی‌های شکنندگی برای حالت تغییر مکان بین طبقه‌ی نسبت به تغییر شکل محوری کم‌تر است و در کلیه‌ی قاب‌ها منحنی‌های تغییر مکان بین طبقه‌ی پایین‌تر از تغییر شکل محوری قرار دارند.

چنان که دیده می‌شود استفاده از شاخص تغییر شکل محوری، نسبت به تغییر مکان بین طبقه‌ی، معیار دقیق‌تری است. معیار تغییر مکان بین طبقه‌ی که در تفسیر دستورالعمل بهسازی آمده با توجه به نمودارها مقداری بزرگ در نظر گرفته شده است. می‌دانیم که سازه‌های مهاربندی سختی زیادی دارند و در نتیجه تغییر مکان بین طبقه‌ی آنها کم است. با توجه به مقادیر جدول (ت-۱-۳) تفسیر دستورالعمل این مقادیر ۰/۵٪ برای قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه، ۱/۵٪ برای ایمنی جانی و ۲٪



شکل ۳۷. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر مکان بین طبقه‌ی و تغییر شکل محوری سازه‌های ۷ طبقه در سطح CP.

برای آستانه فروریزش است. این مقادیر با تغییر شکل محوری همخوانی ندارد و در نتیجه بهتر است برای رسم منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های مهاربندی از معیار تغییر شکل محوری استفاده شود. [5] منحنی‌های مقایسه‌ی دو شاخص تغییر مکان بین طبقه‌ی و تغییر شکل محوری برای میانگین منحنی‌ها با توجه به طبقه آمده است.

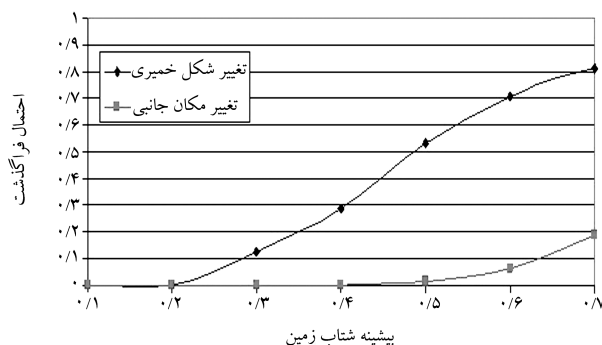
۱۳. نتیجه‌گیری

چنان که در این تحقیق توضیح داده شد، منحنی شکنندگی بیان‌گر احتمال خسارت متناظر با حالت خسارت به‌خصوص، برای چندین سطح از جنبش‌های لرزه‌ی زمینی است. منحنی شکنندگی یک سازه همچنین بیان‌گر نسبت بین جنبش لرزه‌ی زمین و سطح خسارت لرزه‌ی محتمل است. در تفسیر منحنی‌های شکنندگی نیز معمولاً با توجه به سطح عملکرد و شدت زمین لرزه میزان خسارت بررسی می‌شود. به‌طور کلی، از منحنی‌های شکنندگی که در این تحقیق برای سازه‌های فولادی مهاربندی با تعداد طبقات ۳، ۵ و ۷ تولید شده است می‌توان چنین نتیجه گرفت: در منحنی‌های شکنندگی قاب‌های ۳ طبقه، به‌طور کلی در سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه، شکنندگی بسته به نوع قاب تقریباً از ۰.۱g تا ۰.۲g شروع می‌شود و تقریباً در ۰.۴g تا ۰.۵g به شکنندگی ۱۰۰٪ می‌رسد. در سطح عملکرد ایمنی جانی، شکنندگی بسته به نوع قاب تقریباً از ۰.۲g تا ۰.۳۵g شروع می‌شود و تقریباً در ۰.۷g به شکنندگی در حدود ۸۰٪ تا ۱۰۰٪ می‌رسد.

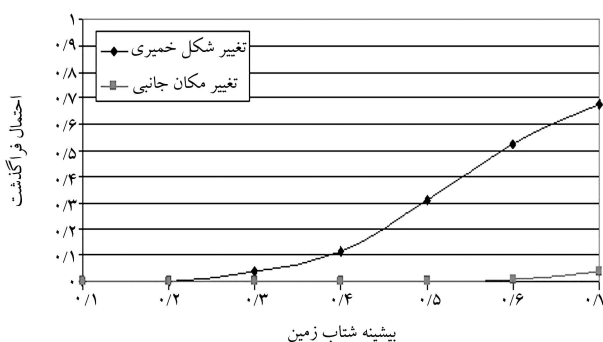
در سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش، شکنندگی بسته به نوع قاب تقریباً از ۰.۳g تا ۰.۴g شروع می‌شود و تقریباً در ۰.۷g به شکنندگی در حدود ۷۰٪ تا ۹۵٪ می‌رسد.

در منحنی‌های شکنندگی قاب‌های ۵ طبقه، به‌طور کلی در سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه، شکنندگی بسته به نوع قاب تقریباً از ۰.۱g تا ۰.۲g شروع می‌شود و تقریباً در ۰.۷g به شکنندگی ۹۵٪ تا ۱۰۰٪ می‌رسد. در سطح عملکرد ایمنی جانی، شکنندگی بسته به نوع قاب تقریباً از ۰.۲g تا ۰.۳۵g شروع می‌شود و تقریباً در ۰.۷g به شکنندگی در حدود ۷۰٪ تا ۹۵٪ می‌رسد.

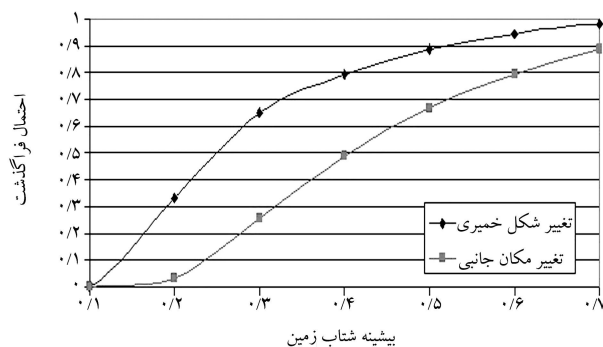
در سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش، شکنندگی بسته به نوع قاب تقریباً از ۰.۲۵g تا ۰.۴g شروع می‌شود و تقریباً در ۰.۷g به شکنندگی در حدود ۸۵٪ می‌رسد.



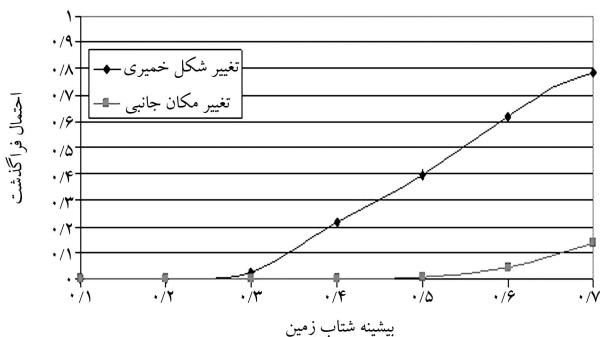
شکل ۳۸. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر مکان بین طبقه‌ی و تغییر شکل محوری سازه‌های ۵ طبقه در سطح LS.



شکل ۳۹. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر مکان بین طبقه‌ی و تغییر شکل محوری سازه‌های ۵ طبقه در سطح CP.



شکل ۴۰. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر مکان بین طبقه‌ی و تغییر شکل محوری سازه‌های ۷ طبقه در سطح IO.



شکل ۴۱. مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی تغییر مکان بین طبقه‌ی و تغییر شکل محوری سازه‌های ۷ طبقه در سطح LS.

(تقریباً از ۰٫۵g به بالا) دچار شکست می‌شوند و از این شدت به بالا احتمال خسارت در آنها بسیار زیاد است. در نتیجه استفاده از این سیستم سازه‌یی در مکان‌هایی که احتمال وقوع زمین لرزه با شدت بالا وجود دارد مناسب نیست.

در مورد انتخاب مناسب معیار شکست، چنان که در شکل‌های ۳۴ تا ۴۲ مشاهده می‌شود، احتمال شکست منحنی‌های شکنندگی برای حالت تغییرمکان بین طبقه‌یی در مقایسه با تغییرشکل محوری کم‌تر است و در تمامی قاب‌ها منحنی‌های تغییر مکان بین طبقه‌یی پایین‌تر از تغییر شکل محوری قرار دارند. در نتیجه استفاده از تغییر شکل محوری در مقایسه با تغییرمکان بین طبقه‌یی معیار دقیق‌تری است و در جهت اطمینان است. معیار تغییرمکان بین طبقه‌یی که در تفسیر دستورالعمل بهسازی آمده با توجه به نمودارها مقداری بزرگ در نظر گرفته شده است. چنان‌که می‌دانیم سازه‌های مهاربندی سختی زیادی دارند و در نتیجه تغییر مکان بین طبقه‌یی این سازه‌ها به‌علت سختی بالا کم است.

در منحنی‌های شکنندگی برای قاب‌های ۷ طبقه، به‌طور کلی در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه، شکنندگی بسته به نوع قاب تقریباً از ۰٫۱g تا ۰٫۲g شروع می‌شود و تقریباً در ۰٫۷g به شکنندگی ۹۵٪ تا ۱۰۰٪ می‌رسد.

در سطح عملکرد ایمنی جانی، شکنندگی بسته به نوع قاب تقریباً از ۰٫۲۵g تا ۰٫۴g شروع می‌شود و تقریباً در ۰٫۷g به شکنندگی در حدود ۹۵٪ می‌رسد. در سطح عملکرد آستانه فرو ریزش، شکنندگی بسته به نوع قاب تقریباً از ۰٫۳g تا ۰٫۴g شروع می‌شود و تقریباً در ۰٫۷g به شکنندگی در حدود ۸۵٪ می‌رسد.

مقادیر کمی که گفته شد برای منحنی‌های شکنندگی تغییر شکل محوری است، زیرا معیار شکست مناسب برای منحنی‌های شکنندگی سازه‌های مهاربندی معیار تغییر شکل محوری است.

با توجه به منحنی‌های شکنندگی به‌دست آمده برای قاب‌های فولادی مهاربندی شده می‌توان گفت که این سازه‌ها در مقادیر بالاتر از شتاب بیشینه‌ی زمین

منابع

- Anagnos, T.; Rojahn, C. and Kiremidjian, A.S., *NCEER-ATC Joint Study on Fragility of Buildings*, National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) (1995).
- Murao, O. and Yamazaki, F., *Development of Fragility Curves for Buildings in Japan*, Confronting Urban Earthquakes: Report of Fundamental Research on the Mitigation of Urban Disasters Caused by Near-Field Earthquakes, pp. 226-230 (2000).
- Akkar, S.; Sucuoglu, H. and Yakut, A., "Displacement-based fragility functions for low- and mid-rise ordinary concrete buildings", *Earthquake Spectra*, **21**(4), pp. 901-927 (2005).
- Anagnos, T.; Rojahn, C. and Kiremidjian, A.S. "Building fragility relationships for California", *Proceedings of the Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, pp. 389-396 (1994).
- Kennedy, R.P.; Cornell, A.C.; Campbell, R.D.; Kaplan, S. and Perla, H.F. "Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear power plant", *Nuclear Eng. & Design*, **59**(2) (1980).
- Huo, J.R. and Hwang, H. "Fragility of Memphis buildings", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, (1996).
- Murao, O. and Yamazaki, F. "Development of fragility curves for buildings in Japan", Confronting Urban Earthquakes: Report of Fundamental Research on the Mitigation of Urban Disasters Caused by Near-Field Earthquakes, pp. 226-230 (2000).
- Reihorn, M; Barron C. and Ayala, A. *Spectral Evaluation of Seismic Fragility of Structures*, Structural safety and Reliability - Balkema publishers (2001).
- Smyth, A. "Probabilistic benefit-cost analysis for earthquake damage mitigation: Evaluating measures for apartment houses in Turkey", *Earthquake Spectra*, **20**(1), (February 2004).
- Arizaga, G. "Earthquake induced damage estimation for steel buildings in Puerto Rico", A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of master of science in civil engineering university of Puerto Rico, (2006).
- Aziminejad, A.S. and Moghadam, A. "Effects of strength distribution on fragility curves of asymmetric single story building", *Proceedings of the Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering Ottawa, Ontario, Canada* (June 2007).
- MPO, Guidelines for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, and its Commentary, Monograph No. 360, Management and Planning Organization (MPO) of Iran, (2006).
- Graham, H., *Powell, Ram Perform 3D User Guide*, Version 1.25 (Nonlinear Dynamic Analysis), (1998-2000).
- Majd, M. "Developing fragility curves for regular steel buildings with CBFs by nonlinear time history analyses", Master Thesis under supervision of Dr. Mahmood Hosseini, submitted to Earthquake Engineering Graduate Program, School of Engineering, Science and Research Branch of the Islamic Azad University, Tehran, Iran (May 2008).

