



تأثیر عدم قطعیت ظرفیت بر تخمین منحنی خطر تقاضای لرزه ای قاب های خمشی فولادی

بهزاد شکرالهی^۱، یانچشمه^۱، امین محب خواه^{۱*}، مهدی مهدوی عادل^۲

۱- گروه مهندسی عمران، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران

۲- گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد شوشتر، خوزستان، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۹/۰۳/۲۲

بازنگری: ۱۳۹۹/۰۶/۰۵

پذیرش: ۱۳۹۹/۰۶/۲۱

ارائه آنلاین: ۱۳۹۹/۰۷/۰۳

کلمات کلیدی:

قاب های خمشی فولادی

عدم قطعیت ظرفیت

منحنی خطر تقاضای لرزه

منحنی شکنندگی

تخمین احتمالاتی تقاضای لرزه ای

خلاصه: برآورد احتمالاتی تقاضای لرزه ای قاب های خمشی فولادی با عدم قطعیت همراه می باشد. مهم ترین عوامل عدم قطعیت شامل عدم قطعیت ذاتی ناشی از به کارگیری رکوردهای گوناگون زلزله و همچنین عدم قطعیت سیستمی ظرفیت ناشی از پارامترهای مدل رفتاری است. عدم قطعیت اول در قالب استفاده از تعداد قابل قبولی از رکوردهای مختلف زلزله قابل اعمال می باشد. عدم قطعیت ظرفیت به دلیل ماهیت تقریبی پارامترهای استفاده شده جهت تعریف مدل رفتاری که بر مبنای ارائه روابط تجربی و نتایج آزمایشگاهی به دست آمده است، به وجود می آید. در مطالعه حاضر یک قاب خمشی فولادی ۲۰ طبقه در دو حالت مدل غیرقطعی و پایه به ترتیب با و بدون در نظر گرفتن عدم قطعیت ظرفیت مورد بررسی قرار گرفته است. روش اعمال عدم قطعیت پارامترهای مدل رفتاری از طریق ایجاد متغیرهای تصادفی در بازه تعریف شده به روش مونت کارلو صورت گرفته است. بر مبنای نتایج تحلیل دینامیکی فزاینده صورت گرفته برای هر دو مدل پایه و غیرقطعی، منحنی خطر تقاضای لرزه برای کل محدوده شاخص تقاضا شامل حالات حدی قابلیت استفاده بی وقفه و آستانه فروریزش استخراج و مورد مقایسه قرار گرفته است. همچنین به منظور ارزیابی میزان تأثیرپذیری بسامد سالانه حدی مدل دارای عدم قطعیت ظرفیت ناشی از تغییرات پارامترهای منحنی های شکنندگی و خطر لرزه تحلیل حساسیت بر مبنای کمیت های فوق صورت گرفته است. نتایج حاصله دلالت بر تأثیر معنی دار و غیر قابل چشم پوشی عدم قطعیت ظرفیت بر بسامد سالانه حدی آستانه فروریزش دارد.

۱- مقدمه

قرار گرفته است. موارد مذکور می تواند شامل نوع مدل رفتاری به کار گرفته شده، میزان دقت روابط ارائه شده جهت تعریف پارامترهای مدل رفتاری و فقدان دانش مدل سازی باشد. لذا تخمین مناسب کمیتهای تقاضا و ظرفیت در صورت اعمال هر دو نوع عدم قطعیت فوق الذکر امکان پذیر خواهد بود. بر این اساس انتخاب روش مناسب به منظور لحاظ نمودن عدم قطعیت ظرفیت و بررسی میزان تأثیر آن بر احتمال خرابی سازه ضروری به نظر می رسد.

می توان گفت آغاز تحقیقات روش ارزیابی خطر لرزه ای بر اساس منحنیهای شکنندگی با تحقیقات شینوزوکا آغاز شد. او در سال ۱۹۷۲ منحنیهای شکنندگی را برای یک پل از طریق شبیه سازی مونت کارلو مورد بررسی قرار داد [۱]. در سال ۲۰۰۶ آریزاگا منحنیهای شکنندگی را برای ساختمانهای فولادی قاب خمشی با استفاده از تحلیلهای دینامیکی غیرخطی برای قاب های ۲، ۳، ۴، ۶، ۸ و ۱۰ طبقه رسم کرد [۲]. او با استفاده از آیین نامه FEMA و بر اساس شتاب حداکثر زمین PGA و تغییر مکان

برآورد احتمالاتی تقاضای لرزه ای قاب خمشی فولادی که شامل عدم قطعیت های گوناگونی می باشند، یکی از موضوعات چالش برانگیز طراحی بر مبنای عملکرد در مهندسی زلزله می باشد. در یک طبقه بندی کلی منابع عدم قطعیت در تخمین تقاضای لرزه ای این گونه سازه ها را میتوان به عدم قطعیت ذاتی^۱ ناشی از ماهیت متفاوت رکوردهای مختلف زلزله و همچنین عدم قطعیت سیستمی^۲ ظرفیت مرتبط نمود. در مورد عدم قطعیت ناشی از به کارگیری رکوردهای گوناگون زلزله مطالعات زیادی صورت گرفته است. عدم قطعیت ظرفیت عامل دیگری است که بر تخمین تقاضای لرزه ای قابهای خمشی فولادی مؤثر می باشد. عدم قطعیت مورد اشاره ناشی از تردید در میزان صحت فرضیات و اطلاعاتی است که جهت مدل سازی مورد استفاده

1 Aleatory uncertainty

2 Epistemic uncertainty

* نویسنده عهده دار مکاتبات: amoheb2001@yahoo.com



بین طبقه ای، منحنی های شکنندگی^۱ را تولید نمود [۳]. مراحل کار شامل انتخاب مجموعه ای از رکوردهای زلزله می باشد که به لحاظ شدت، تنوع و مشخصات لرزه ای (فاصله کانونی از مرکز گسل، شرایط ساختگاه و بزرگی) محدوده قابل قبولی از داده های مورد نیاز تحلیل لرزه ای را در برگیرند. گام بعدی انتخاب شاخص شدت مناسب می باشد که معمولاً شتاب حداکثر زمین PGA یا شتاب طیفی نظیر مود اول سازه یک درجه آزادی در درصد میرایی ۵ درصد ($S_a(T_1)$) در نظر گرفته می شود. رفتار سازه در قالب تعریف خواص مکانیکی و خصوصیات لرزه ای مدل های رفتاری به کار گرفته شده بیان می گردد. قاب های خمشی فولادی تحت تحلیل دینامیکی فزاینده^۲ IDA قرار گرفته و با تعریف سطح شکست و معیار خرابی، پاسخ سازه تعیین میشود [۴]. در کلیه مراحل فوق سازه مورد نظر در قالب یک مدل پایه^۳ مورد تحلیل قرار می گیرد و عدم قطعیت ناشی از به کارگیری رکوردهای مختلف زلزله می باشد. عامل دیگری که بر پاسخ لرزه ای تأثیر گذار است عدم قطعیت سیستمی ظرفیت در تعریف خواص مکانیکی و مدل های رفتاری قاب خمشی فولادی است. به عبارت دیگر مدل پایه در نظر گرفته شده ثابت نبوده و دارای عدم قطعیت می باشد که این مدل به اختصار مدل غیرقطعی^۴ نام گذاری میگردد. در سال های اخیر تحقیقات بیشتری در خصوص لحاظ کردن عدم قطعیت ظرفیت بر پاسخ سازه صورت گرفته است [۷ و ۵]. و امواتسیکوس و فراجیاداکیس در قالب یک مطالعه موردی یک قاب ۹ طبقه خمشی فولادی را مورد بررسی قرار دادند [۵]. در این تحقیق که بر مبنای تحلیل حساسیت پاسخ سیستم ناشی از تغییر در پارامترهای مدل رفتاری مفاصل پلاستیک واقع در انتهای تیرها در قالب استخراج منحنی های شکنندگی صورت گرفت، مشخص شد عدم قطعیت ناشی از پارامترهای مدل رفتاری سهم قابل ملاحظه ای در عدم قطعیت های کلی به منظور ارزیابی عملکرد ایفا می کنند. ضمناً اعتقاد کلاسیک بر مبنای این نکته که مدل پایه (بر مبنای میانگین پارامترها) برابر میانگین تقاضا و ظرفیت (مدل با احتمال ۵۰ درصد به دست آمده از نتایج تحلیل) می باشد، لزوماً صحیح نیست ولی خطای حاصله زیاد نبوده و به کارگیری مدل پایه (به عنوان میانگین مدل ها) هنوز جهت استفاده در مقاصد عملی قابل قبول و از دقت کافی برخوردار می باشد. ایبارا و کراوینکلر در سال ۲۰۱۱ نشان دادند که در مدل های هیستریزس دارای زوال رفتاری عدم قطعیت های ناشی از پارامترهای مدل تأثیر قابل توجهی بر تخمین

- 1 Fragility curves
- 2 Incremental Dynamic Analysis
- 3 Base Model
- 4 Uncertain model

عملکرد سازه هنگام انهدام خواهد گذاشت با این حال این تحقیق محدود به سیستم های یک درجه آزادی بوده و اعتبار آن جهت تعمیم به مدل های چند درجه آزادی مشخص نبوده است [۶]. و امواتسیکوس در سال ۲۰۱۴ عملکرد لرزه ای قاب خمشی فولادی ۹ طبقه ای را به روش نمونه گیری تصادفی فوق مکعبی با شتاب نگاشت های پیش رونده^۵ مورد بررسی قرار داد [۷]. روش مذکور الگوریتم مؤثری به منظور در نظر گرفتن عدم قطعیت های مدل رفتاری به روش نمونه گیری تصادفی با تعداد کمتری نمونه در مقایسه با روش های متداول قبلی می باشد. در این روش به جای اعمال هر تغییر در پارامتر مدل رفتاری بر روی کلیه رکوردهای زلزله، هر رکورد دارای مدل با پارامترهای رفتاری متفاوت با سایر رکوردها می باشد. سرعت همگرایی مدل بالا بوده و با تعداد کمتری نمونه گیری می توان عدم قطعیت ظرفیت را مورد بررسی قرار داد [۷]. با توجه به این نکته که منحنی های شکنندگی احتمال خرابی سازه تحت رکوردهای زلزله به ازای شاخص شدت معینی را به دست می دهند، امکان بررسی احتمال وقوع زلزله در این منحنیها وجود ندارد. لذا به منظور بررسی جامع برآورد احتمالاتی تقاضای لرزه ای قاب های خمشی فولادی بسامد سالانه حالت حدی^۶ باید مورد مطالعه قرار گیرد. بسامد سالانه حالت حدی که احتمال خرابی سالانه سازه برای حالت حدی تعریف شده می باشد، از تلفیق منحنی شکنندگی و منحنی خطر لرزه به دست می آید. در مطالعات انجام شده گذشته تأثیر عدم قطعیت ظرفیت بر بسامد سالانه حدی کمتر مورد توجه قرار گرفته است. بر این اساس لزوم مطالعه تأثیر عدم قطعیت مذکور بر بسامد سالانه حدی ضروری به نظر میرسد. عسگریان و اردو بادی در سال ۲۰۱۶ تأثیر عدم قطعیت ظرفیت را برای دو قاب ۵ طبقه خمشی فولادی ویژه و معمولی با فرض مساوی بودن تعداد طبقات و دهانه ها که مطابق ضوابط آیین نامه های داخلی طراحی شده بودند مورد بررسی قرار دادند [۸]. اعمال عدم قطعیت ظرفیت در قالب تولید ۷۵ عدد تصادفی با توزیع نرمال برای کمیتهای جرم مؤثر لرزه ای، درصد میرایی ویسکوز، مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی فولاد به روش نمونه گیری فوق مکعبی صورت گرفت. تحلیل دینامیکی فزاینده به ازای ۱۲ رکورد زلزله انجام و حالات حدی بهره برداری بیوقفه، آستانه فروریزش و ناپایداری کلی بررسی شد. در بررسی انجام گرفته مشخص گردید در حالت حدی بهره برداری بیوقفه تأثیر عدم قطعیت پارامترها ناچیز بوده و به ترتیب به ازای حالات حدی آستانه فروریزش و ناپایداری کلی افزایش می یابد که تأثیر آن در قاب خمشی

- 5 Progressive Accelerogram-wise Latin Hypercube Sampling
- 6 Mean Annual Frequency of Limit State

محدودی رکورد زلزله، متعلق به دسته بزرگ‌تری از رکوردهای زلزله که نماینده سناریوی مشخص لرزه‌ای می‌باشند را مورد بررسی قرار دادند [۱۱]. آن‌ها به کمک روش بازنمونه‌گیری از دسته بزرگ‌تر زلزله فوق‌الذکر تعدادی رکورد سازگار با سناریوی لرزه‌ای تعریف شده انتخاب و نتایج حاصله را با روش بوت استرپ مقایسه کردند. در بررسی صورت گرفته مشخص گردید روش بوت استرپ فاقد سازگاری لازم برای انتخاب دسته رکوردهایی است که از سناریوی لرزه‌ای خاصی تبعیت میکنند و به همین دلیل اعتبار نتایج حاصله مورد تردید میباشد. از سوی دیگر روش بازنمونه‌گیری به حجم محاسبات بیشتری در مقایسه با روش بوت استرپ نیاز دارد. لازم به ذکر است در صورت استفاده از تعداد کافی (حدود ۲۰ عدد) نوارهای نمونه‌گیری (شاخص شدت) در ترکیب با تعداد قابل قبول رکوردهای زلزله (بیش از ۱۰ عدد) هر دو روش جهت تخمین شکنندگی و نرخ خرابی سازه مناسب می‌باشند. ضمناً میزان تغییرات کمیتهای تخمین زده شده در صورت به کارگیری تعداد نوارهای کمتر (۵ نوار) در مقایسه با ۲۰ نوار در روش بازنمونه‌گیری قابل ملاحظه نبوده ولی در روش بوت استرپ دچار افزایش میگردد. در نهایت اعتبارسنجی نتایج به دست آمده در صورت لحاظ نمودن عدم قطعیت‌های مدل رفتاری نیاز به تحلیل و بررسی بیشتری دارد. بارباگالو و بوسکو در سال ۲۰۲۰ تأثیر به کارگیری رکوردهای زلزله ثابت و متغیر برای مقیاس کردن شاخص شدت به منظور تحلیل دینامیکی افزایشی جهت استخراج منحنی‌های شکنندگی و بسامد سالانه حدی را مورد بررسی قرار دادند [۱۲]. دو روش مختلف به منظور بررسی اثرات ناشی از تغییرات در محتوای فرکانس زلزله‌های با دوره بازگشت متفاوت بر بسامد سالانه حدی مورد آنالیز و تحلیل قرار گرفته است. در روش اول تحلیل نوارهای چندگانه (Multiple Stripe Analysis) با متغیر فرض کردن شاخص‌های میانه شکل طیف پاسخ و مدت زمان وقوع زلزله در مقابل شاخص شدت تحلیل صورت گرفت. روش دوم متد معمول ثابت فرض کردن شاخص‌های مذکور (رکوردهای زلزله) در کل محدوده شاخص بوده است. در بررسی صورت گرفته مشخص شد ثابت فرض نمودن رکوردهای زلزله در کل محدوده شاخص شدت منجر به برآورد محافظه کارانه بسامد سالانه حدی برای سازه‌های یک درجه آزادی با پیوند کوچک (کمتر از ۰/۴ ثانیه) میگردد و در مقابل برآورد دست پایینی برای سیستم‌های با پیوند متوسط یا بزرگ به دست می‌آید. همچنین خطای حاصله برای کل حالات محدود به ۲۵ درصد میباشد. لازم به ذکر است نتایج حاصله برای یک ساخت‌گاه مشخص در کشور ایتالیا بوده است و بررسی میانگین شتاب حداکثر در زلزله با دوره

معمولی بیشتر از قاب خمشی ویژه بوده است. همچنین به دلیل فاصله زیاد بین احتمال خرابی در حالت حدی آستانه فروریزش و ناپایداری کلی، عملکرد قابل قبولی برای قاب خمشی ویژه مشاهده گردید. علاوه بر آن با در نظر گرفتن مفهوم تراز اطمینان، لحاظ نمودن عدم قطعیت پارامترهای مدل‌سازی می‌تواند موجبات افزایش قابل ملاحظه احتمال فراگذشت به ازای تراز عملکرد مشخص را فراهم سازد. حاجی شانبائیان و همکاران در سال ۲۰۱۹ بهینه‌سازی یک قاب خمشی ۴ طبقه فولادی را با در نظر گرفتن عدم قطعیت کمیتهای تقاضا و پارامترهای اتصالات مدل رفتاری به دو روش شبیه‌سازی مونت کارلو و تکنیک کاهش واریانس مورد بررسی قرار دادند [۹]. اهداف بهینه‌سازی شامل وزن سازه و قابلیت اطمینان حالت حدی آستانه فروریزش با در نظر گرفتن کلیه ضوابط FEMA ۳۵۰ از طریق تحلیل استاتیکی بار افزون تعریف شد. مدل‌سازی صورت گرفته پلاستیسیته متمرکز با در نظر گرفتن فنرهای غیرخطی مطابق مدل رفتاری ایبارا-کراوینکلر در انتهای تیرها و ستون‌ها بوده است. بهینه‌سازی صورت گرفته موجبات کاهش هزینه‌های اولیه ساخت (وزن سازه) و همچنین واریانس شاخص اعتمادپذیری گردید. همچنین به دلیل وجود گزینه‌های متعدد بهینه، امکان انتخاب مقاطع موجود و قابل اجرا به عنوان طراحی قابل قبول فراهم شد. در نهایت عدم قطعیت‌های مدل رفتاری اتصالات، افزایش انحراف معیار سیستمی به ویژه در ناحیه تغییر شکل‌های پلاستیک را به دنبال داشته است. مهدی‌زاده و کرمالدین تأثیر عدم قطعیت پارامترهای مدل رفتاری ایبارا-مدینا-کراوینکلر اصلاح شده را بر ظرفیت فروریزش قابهای خمشی فولادی برای یک قاب ۵ طبقه مورد بررسی قرار دادند [۱۰]. اعمال عدم قطعیت در قالب تولید اعداد تصادفی با توزیع نرمال در سه محدوده ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد به کمیتهای لنگر تسلیم (M_y)، لنگر اوج (M_c) و ظرفیت نهایی دوران (θ_u) صورت گرفت. تأثیر تغییرات هر کمیتهای به صورت مستقل در نظر گرفته شد و تعداد ۵۰ جفت شتاب‌نگاشت جهت تحلیل دینامیکی فزاینده انتخاب گردید. با بررسی منحنی‌های شکنندگی در سطوح ۱۶، ۵۰ و ۸۴ درصد مشخص گردید عدم قطعیت ناشی از ظرفیت نهایی دوران در محدوده شتابهای طیفی بزرگ (g) (۳-۴) تأثیر بیشتری دارد و به ترتیب کمیتهای M_c و M_y در محدوده شتابهای طیفی کوچک‌تر، بیشترین تأثیر را بر ظرفیت فروریزش دارند. همچنین از بین سه کمیتهای مذکور عدم قطعیت لنگر اوج M_c دارای بیشترین تأثیر در تغییر ظرفیت فروریزش بوده و کمترین تأثیر متعلق به ظرفیت نهایی دوران بوده است. اسکولیدو و رومائو در سال ۲۰۱۹ تأثیر عدم قطعیت در برآورد منحنی‌های شکنندگی و تخمین ریسک ناشی از به کارگیری تعداد

امکان بررسی شدت تأثیر عدم قطعیت ظرفیت را در کل محدوده شاخص تقاضا فراهم مینماید. همچنین روش معمول استفاده از میانه مدل پایه برای مدل غیرقطعی و میزان تأثیر آن بر محاسبه بسامد سالانه مورد نقد و بررسی قرار گرفته است.

۲- مدل پایه (Base Model)

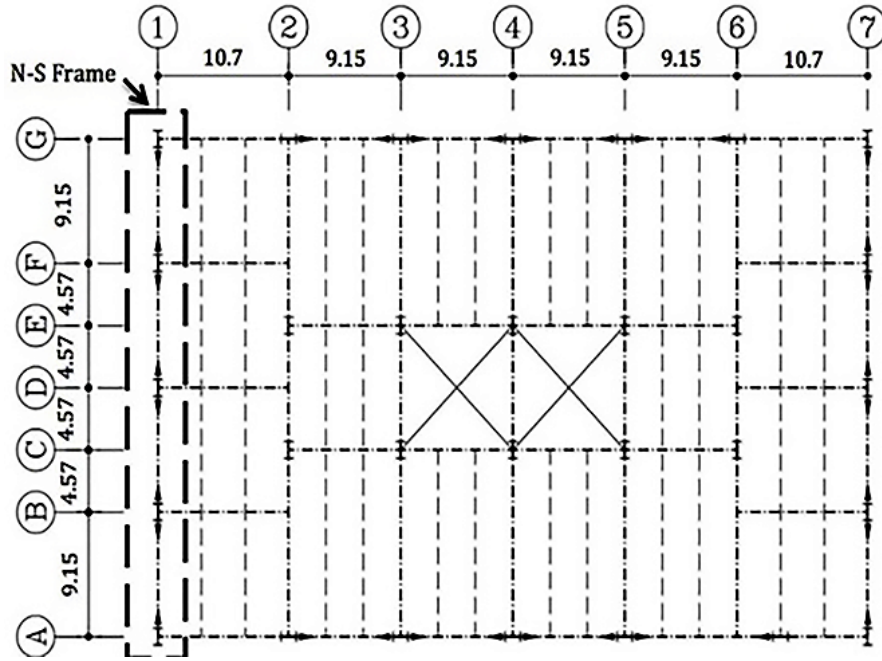
ساختمان ۲۰ طبقه قاب خمشی فولادی در شهر سنتوری ایالت کالیفرنیا آمریکا جهت مطالعه در نظر گرفته شده است. سیستم باربر جانبی قابهای محیطی است که به دلیل واقع شدن ساختمان در ناحیه زلزله خیز ایالت کالیفرنیا بسیار معمول می‌باشد. ساختمان به روش طراحی بر مبنای ضرایب بار و مقاومت (LRFD) بر مبنای ضوابط ۷-۱۰ ASCE/SEI [۱۵] طرح شده است [۱۳]. پلان ساختمان در شکل ۱ نشان داده شده است. سیستم باربر جانبی در هر دو جهت شامل یک جفت قاب خمشی فولادی محیطی می‌باشد که در مطالعه حاضر یکی از قابهای جهت شمالی-جنوبی (N-S Frame) در نظر گرفته شده است (شکل ۲). تیرها و ستونها شامل مقاطع فولادی W با تنش تسلیم 350 MPa و مدول الاستیسیته 200 GPa می‌باشند (جدول ۱). با توجه به نوع سیستم باربر جانبی جهت منظور کردن اثر $P-\Delta$ ناشی از بار ثقلی قابهای میانی ستون تکیه کننده^۴ به قاب اضافه شده است (شکل ۲). به منظور اعمال رفتار غیرخطی سازه مدل پلاستیسیته متمرکز در نظر گرفته شده است. در این مدل تیرها و ستونهای قاب الاستیک در نظر گرفته شده است و فنرهای چرخشی غیرخطی در انتهای تیرها و ستونها قرار داده شده است. رفتار غیرخطی فنرها در قالب مدل رفتاری دو خطی^۵ اصلاح شده ایبارا-مدینا-کراوینکلر که زوال رفتاری مصالح را نیز در نظر میگیرد تعریف شده است (شکل ۳) [۱۶]. پارامترهای مدل مذکور بر مبنای نتایج بیش از ۳۰۰ نمونه آزمایشگاهی توسط لیگنوس و کراوینکلر در قالب ارائه روابط تجربی بر مبنای رگرسیون غیرخطی چند متغیره تعیین شده است [۱۷]. بارگذاری ثقلی در نظر گرفته شده شامل بار مرده سقف، بار زنده و بار تیغهای جدا کننده میباشد. ترکیبهای بارگذاری مطابق ضوابط ۷-۱۰ ASCE-۷-۱۰ نظر گرفته شده است [۱۵]. همچنین وزن مؤثر لرزه‌ای بر اساس FEMA P۶۹۵ با ترکیب بار $1/0.5 + D + 0.25 L$ محاسبه شده و به قاب مورد نظر اعمال گردیده است که در آن D بار مرده و L بار زنده می‌باشد [۳]. به منظور استفاده از منحنی های خطر لرزه متناسب ، آنالیز مقدار ویژه^۶ برای قاب مورد مطالعه توسط نرم افزار -OPENS

بازگشت ۴۷۵ سال صورت گرفته است. با توجه به این نکته که عدم قطعیت ظرفیت در مقایسه با عدم قطعیت ذاتی ناشی از به کارگیری رکوردهای مختلف زلزله کمتر مورد مطالعه قرار گرفته است و بیشتر تمرکز بر استخراج منحنیهای شکنندگی با فرض یکسان بودن میانه شتاب طیفی مدل با و بدون در نظر گرفتن عدم قطعیت مذکور بوده است و تأثیر عدم قطعیت ظرفیت عمدتاً در قالب افزایش انحراف معیار منحنیهای فوق دیده شده است، ضرورت بررسی جامعتر موضوع از طریق صحت سنجی فرض فوقالذکر احساس میگردد. علاوه بر آن تأثیر عدم قطعیت مذکور بر میزان تغییرات بسامد سالانه حدی به عنوان هدف نهایی تحلیل احتمالاتی عملکرد لرزه‌ای قابهای خمشی فولادی نیازمند بررسی بیشتری (در مقایسه با مطالعات قبلی انجام شده) میباشد.

در مطالعه حاضر یک قاب خمشی فولادی ۲۰ طبقه با در نظر گرفتن تأثیر عدم قطعیت ظرفیت بر اساس حالات حدی تعریف شده در روش طراحی بر مبنای عملکرد در دو حالت قابلیت استفاده بی‌وقفه IO^۱ و آستانه فروریزش CP^۲ و برای دو منحنی خطر لرزه شهرهای سنتوری و تهران مورد مطالعه قرار گرفته است [۱۴ و ۱۳]. مدل رفتاری اصلاح شده ایبارا-مدینا-کراوینکلر با زوال رفتاری مصالح جهت بررسی رفتار غیرخطی سازه به کار گرفته شده است^۳. با در نظر گرفتن این نکته که روابط ارائه شده برای پارامترهای مدل فوق‌الذکر بر مبنای تعداد محدودی نمونه آزمایشگاهی و انجام محاسبات آماری بر روی دادهها به دست آمدهاند، به کارگیری این کمیتهها با عدم قطعیت همراه میباشد. اعمال عدم قطعیت ظرفیت به روش نمونهگیری تصادفی فوق مکعبی (LHS) با شتابنگاشت‌های پیش رونده انجام شده است [۷]. قاب ۲۰ طبقه در دو حالت مدل پایه (Base Model) فقط تحت تأثیر عدم قطعیت ذاتی ناشی از به کارگیری رکوردهای مختلف زلزله و مدل غیرقطعی (Uncertain Model) با در نظر گرفتن اثر توأم عدم قطعیت رکوردهای زلزله و عدم قطعیت سیستماتیک ظرفیت تحت تحلیل دینامیکی فزاینده IDA ناشی از ۸۰ رکورد زلزله قرار گرفته است. منحنیهای شکنندگی برای هر دو مدل محاسبه و بسامد سالانه حدی به ازای حالات حدی تعریف شده برای هر دو شهر سنتوری و تهران استخراج و ارزیابی شده است. به منظور تعمیم موضوع منحنیهای خطر تقاضای لرزه برای هر دو مدل پایه و غیرقطعی محاسبه و با یکدیگر مقایسه شده است. مقایسه مذکور

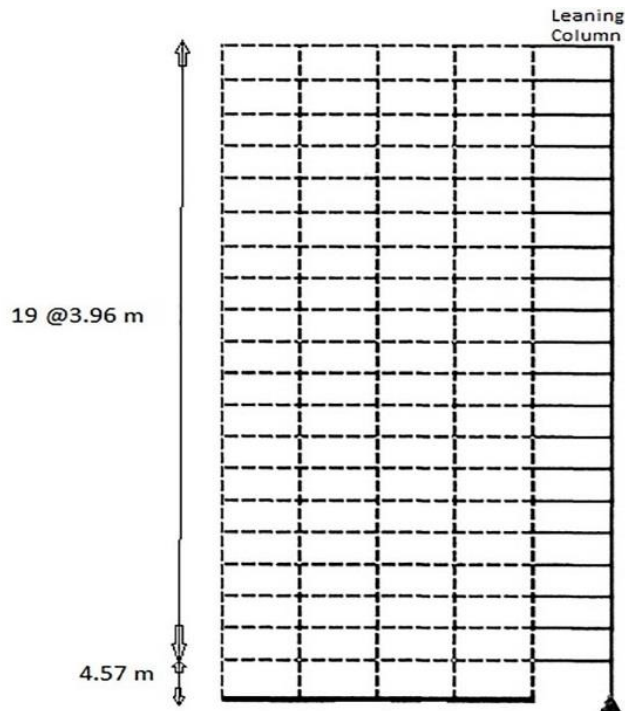
- 1 Immediate Occupancy
- 2 Collapse Prevention
- 3 Modified Ibarra-Medina-Krawinkler Deterioration Model

- 4 Leaning Column
- 5 Bilinear
- 6 Eigen Value Analysis



شکل ۱. پلان تیب طبقات [۱۳]

Fig. 1. Typical Floor Plan [13]



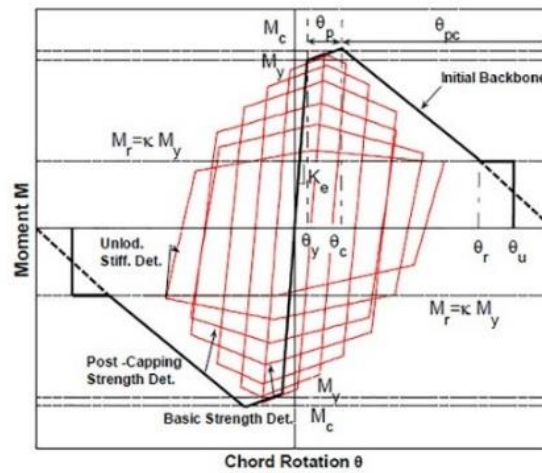
شکل ۲. قاب شمالی - جنوبی [۱۳]

Fig. 2. N-S Frame [13]

جدول ۱. مشخصات مقاطع فولادی قاب مورد مطالعه [۱۳]

Table 1. W-sections of N-S frame [13]

Floor	Story	Beams	Exterior Columns	Interior Columns
R	20	W24X94	W36X231	W36X231
20	19	W24X103	W36X231	W36X231
19	18	W30X148	W36X231	W36X231
18	17	W30X148	W36X231	W36X231
17	16	W36X182	W36X231	W36X247
16	15	W36X182	W36X231	W36X247
15	14	W36X194	W36X262	W36X302
14	13	W36X194	W36X262	W36X302
13	12	W36X232	W36X302	W36X330
12	11	W36X232	W36X302	W36X330
11	10	W36X256	W36X361	W36X395
10	9	W36X256	W36X361	W36X395
9	8	W36X256	W36X395	W36X395
8	7	W36X256	W36X395	W36X395
7	6	W36X262	W36X487	W36X441
6	5	W36X262	W36X487	W36X441
5	4	W36X282	W36X529	W36X487
4	3	W36X282	W36X529	W36X487
3	2	W36X282	W36X652	W36X487



- Effective yield strength and rotation (M_y and θ_y)
- Effective stiffness $K_e = M_y / \theta_y$
- Capping strength and associated rotation for monotonic loading (M_c and θ_c)
- Pre-capping rotation capacity for monotonic loading θ_p
- Post-capping rotation capacity θ_{pc}
- Residual strength $M_r = \kappa M_y$
- Ultimate rotation capacity θ_u

شکل ۳. مدل رفتاری اصلاح شده ایبارا - مدینا - کراوینکلر [۱۶]

Fig. 3. Modified Ibarra-Medina-Krawinkler model [13]

جدول ۲. دسته‌بندی رکوردهای زلزله مورد استفاده

Table 2. Ground motion records grouping

گروه شتاب‌نگاشت	بزرگی (ریشتر)	فاصله (کیلومتر)
LMSR	۶/۵-۷/۰	۱۳-۳۰
LMLR	۶/۵-۷/۰	۳۰-۶۰
SMSR	۵/۸-۶/۵	۱۳-۳۰
SMLR	۵/۸-۶/۵	۳۰-۶۰

رکورد حرکت زمین این شتاب‌نگاشت‌ها، با رعایت برخی شروط عمومی و بازه‌های تعریف شده، از معتبرترین بانک داده جنبش نیرومند زمین، یعنی PEER Ground Motion Database صورت گرفته است [۱۹]. هیچ‌کدام از رکوردهای انتخابی، رکورد حوزه نزدیک گسل محسوب نمی‌شوند و اثرات حوزه نزدیک در آن‌ها وجود ندارد. شرایط ساختگاهی ایستگاه ثبت تمام این رکوردها، یکسان و در طبقه بندی NEHRP در کلاس D قرار می‌گیرد [۲۰]. هیچ‌کدام از این رکوردها پس‌لرزه یا پیش‌لرزه نیستند و تکانه اصلی محسوب می‌گردند. به منظور جلوگیری از اثرگذاری یک زلزله خاص بر نتایج، هیچ‌کدام از این رکوردها به دو مؤلفه افقی یک ایستگاه تعلق ندارند. انتخاب این رکورد از بین دو مؤلفه تصادفی بوده است. ویژگی‌های اختصاصی این رکوردها در پیوست الف ارائه شده است. در این جداول از علامت‌های اختصاصی و مفاهیم زیر استفاده شده است:

- بزرگی به کار رفته از نوع بزرگی گشتاوری است و با علامت M_W نشان داده شده است.
- فاصله مورد استفاده، فاصله کانونی بر حسب کیلومتر میباشد و با علامت R نشان داده شده است.
- شتاب حداکثر زمین با علامت اختصاصی PGA واحد g به نمایش در آمده است.

۴- تحلیل دینامیکی فزاینده غیرخطی (IDA)

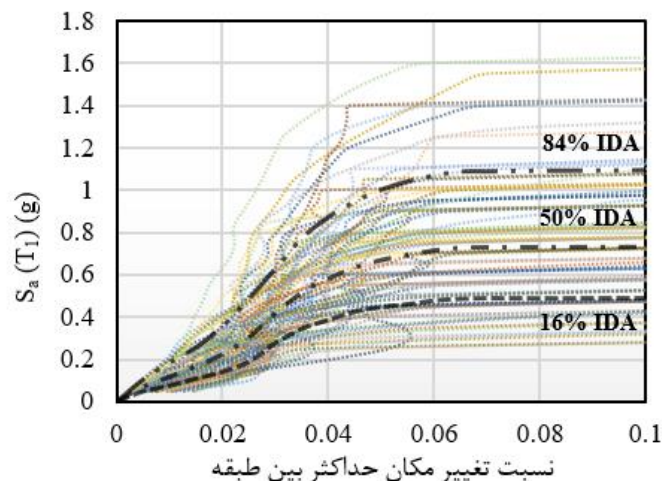
۴-۱- مدل پایه (Base Model)

مدل پایه با پارامترهای مدل رفتاری تعریف شده تحت آنالیز دینامیکی

EES صورت گرفته است [۱۸]. پریودهای ارتعاشی به ازای ۲ مود اول به ترتیب برابر ۲/۸۲ و ۱/۰۵ ثانیه می‌باشند.

۳- انتخاب رکوردهای زلزله

انتخاب رکوردها بر اساس بزرگیها و فواصل محتمل از زلزله‌هایی که آن‌ها را ایجاد می‌کنند صورت گرفته است. به عبارت دیگر، در این روش بازه‌هایی از بزرگیها و فواصل محتمل در وقوع زلزله‌ها ممکن تعریف می‌شود و رکوردها با توجه به مشخصات این بازه‌ها انتخاب می‌شوند. در این تحقیق بزرگی زلزله بین ۵/۸ تا ۷/۰ درجه در مقیاس امواج حجمی انتخاب شده است و به دو بازه (۶/۵ تا ۷/۰) و (۵/۸ تا ۶/۵) تقسیم شده است. بزرگی زلزله با کمتر از این حد چندان مخرب نیست و وقوع زلزله بزرگ‌تر از آن هم دارای احتمال وقوع بسیار کمی است. محدوده تعریف شده برای فاصله در این تحقیق نیز بین ۱۳ تا ۶۰ کیلومتر خواهد بود که به دو بازه یعنی (۳۰ تا ۶۰) و (۱۳ تا ۳۰) کیلومتر تقسیم می‌گردد. زلزله با فاصله کمتر از ۱۳ کیلومتر طبق اغلب تعاریف حوزه نزدیک محسوب می‌شود و عدم قطعیت‌های خاص خود را خواهد داشت که خارج از موضوع تحقیق حاضر می‌باشد. با توجه با توضیحات فوق‌الذکر چهار بازه مطابق جدول ۲ معرفی شده است. جهت تکمیل پروسه انتخاب، باید برای هر گروه از این بازهها، به تعداد مناسب شتاب‌نگاشت انتخاب شود. در این تحقیق، به منظور افزایش اطمینان به صحت نتایج، تعداد قابل توجهی رکورد، یعنی هشتاد عدد شتاب‌نگاشت برای تحلیل دینامیکی غیرخطی انتخاب شده است تا هر کدام از گروههای تعریف شده شامل بیست عدد رکورد گردند. انتخاب



شکل ۴. تحلیل IDA مدل پایه

Fig. 4. Incremental Dynamic analysis (IDA) for the base model

مرجع اتصال^۲ می باشد [۲۳]. بر این اساس ظرفیت استهلاک انرژی مرجع^۳ از قرار ذیل است:

$$E_t = M_y \cdot \lambda \theta_p = M_y \cdot \Lambda \quad (2)$$

پارامتر Λ حاصل ضرب ضریب λ در زاویه چرخش پلاستیک θ_p میباشد. به بیان دیگر این پارامتر میزان استهلاک انرژی هیستریزس در چرخه های بارگذاری را تحت تأثیر قرار می دهد. ضریب تغییرات^۴ در نظر گرفته شده برای هر پارامتر در جدول ۳ آورده شده است. مقادیر اختصاص داده شده به هر پارامتر بر اساس مطالعات قبلی انجام شده توسط وامواتسیکوس و فراجیاداکیس در نظر گرفته شده است [۵]. دلیل اختصاص مقدار کمتر برای M_y تأثیر شدید آن بر نتایج می باشد. اختصاص مقادیر به پارامترهای فوق در بازه تغییرات تعریف شده و به روش نمونه گیری فوق مکعبی مونت کارلو در بازه تغییرات تعریف شده است [۷]. ایجاد متغیرهای تصادفی در قالب تولید (LHS^2) صورت گرفته است [۷]. ایجاد متغیرهای تصادفی در قالب تولید ۸۰ عدد تصادفی با احتمال وقوع برابر در بازه $(\mu - \sigma, \mu + \sigma)$ صورت گرفته است. نتایج تحلیل IDA صورت گرفته در شکل ۵ آورده شده است.

فزاینده غیرخطی (IDA) به ازای ۸۰ رکورد زلزله توسط نرم افزار OPENSEES [۱۸] قرار گرفته است (شکل ۴). شاخص شدت مورد استفاده شتاب طیفی مود اول سازه در ضریب میرایی ۵٪ $(S_a(T_1, 5\%))$ در نظر گرفته شده است. معیار خرابی کلی فراگذشت نسبت تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای^۱ از میزان ۱۰ درصد در نظر گرفته شده است [۲۲ و ۲۱].

۴-۲- مدل غیرقطعی (Uncertain Model)

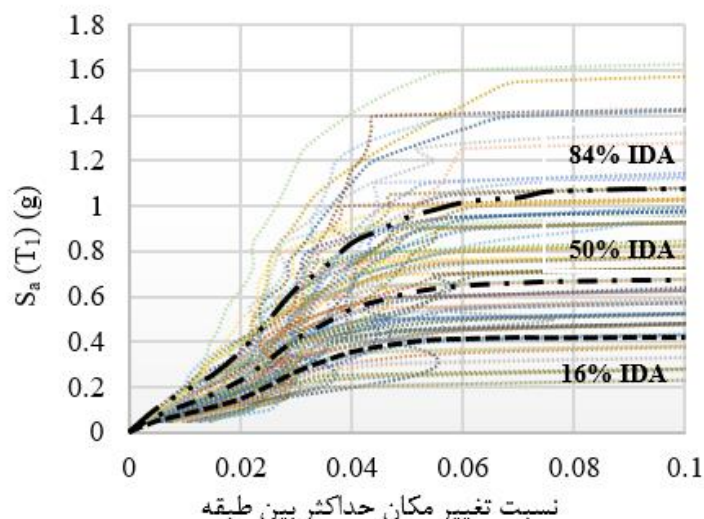
عدم قطعیت پارامترهای مدل رفتاری دو خطی اصلاح شده ایبارا - مدینا - کراوینکلر در قالب اعمال ضریبی از انحراف معیار σ و تعریف بازه تغییرات هر پارامتر در محدوده‌ای نسبت به میانگین آن μ انجام شده است. در مطالعه حاضر بازه تغییرات هر پارامتر از قرار ذیل خواهد بود:

$$[\mu - \sigma \quad \mu + \sigma] \quad (1)$$

لازم به ذکر است چنانچه کیفیت اجرا (خوب-متوسط-بد) به مدل اعمال گردد، بازه فوق‌الذکر لزوماً حول مقدار میانگین متقارن نخواهد بود. پارامترهای در نظر گرفته شده جهت اعمال عدم قطعیت شامل M_y ، θ_p ، θ_{pc} ، θ_u و Λ می‌باشند که در آن Λ زاویه چرخش پلاستیک تجمعی

2 Reference Cumulative Plastic Rotation
3 Reference Energy Dissipation Capacity
4 Coefficient of Variation

1 Interstory Drift



شکل ۵. تحلیل IDA مدل غیرقطعی

Fig. 5. Incremental Dynamic analysis (IDA) for the uncertain model

جدول ۳. ضریب تغییرات پارامترهای مدل رفتاری [۷]

Table 3. Coefficient of variations of model parameters [7]

پارامتر	M_y	θ_p	θ_{pc}	θ_u	Λ
σ/μ	۰/۲	۰/۴	۰/۴	۰/۴	۰/۴

طیفی $S_{a,c}$ لوگ نرمال با میانه $\mu_{a,c}$ و انحراف معیار لگاریتم طبیعی $\beta_{a,c}$ در نظر گرفته شود، شکنندگی در قالب تابع توزیع گوسی از قرار زیر خواهد بود:

$$F_{LS}(S_a) = p[S_{a,c} \leq S_a] = \phi\left(\frac{\ln(S_a) - \mu_{S_{a,c}}}{\beta_{S_{a,c}}}\right) \quad (4)$$

با توجه به معادله فوق می‌توان برای هر حالت حدی مورد نظر، شکنندگی را به عنوان تابعی از شتاب طیفی رسم نمود. شکل منحنی به صورت یک تابع همواره صعودی خواهد بود.

۵-۱- منحنی شکنندگی مدل پایه (Base Model)

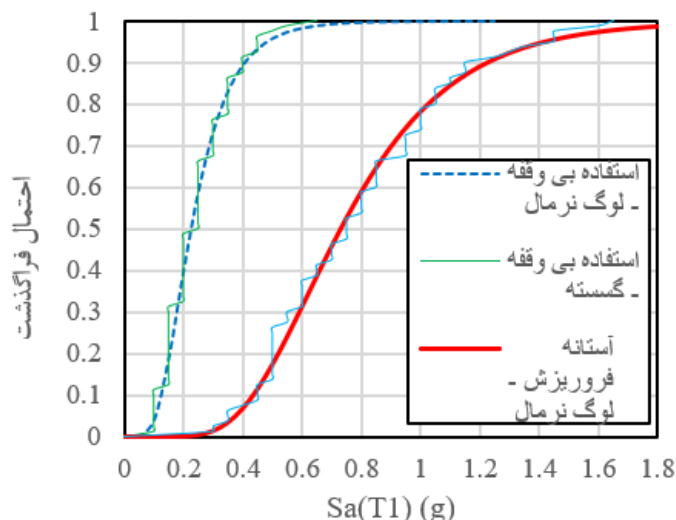
منحنی شکستگی مدل پایه صرفاً عدم قطعیت ذاتی ناشی از رکوردهای زلزله را در بر دارد. بر این اساس منحنی فوق با استفاده از نتایج تحلیل IDA به ازای حالات حدی قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) حداکثر تغییر مکان بین طبقه‌ای ۲ درصد) و همچنین آستانه فروریزش CP (حداکثر تغییر مکان بین

۵- منحنی های شکنندگی (Fragility Curves)

شکنندگی سازه‌های برای یک حالت حدی مشخص به صورت احتمال مشروط تجاوز از ظرفیت حالت حدی به ازای سطح مشخص شدت حرکت زمین داده شده (شاخص شدت) می‌باشد که به اختصار احتمال مشروط خرابی نامیده می‌شود. اگر شاخص شدت شتاب طیفی در نظر گرفته شود، شکنندگی را می‌توان به فرم زیر تعریف نمود [۲۴]:

$$F_{LS}(S_a) = p[S_a \geq S_{a,c} | S_a = s_a] = p[S_{a,c} \leq s_a] \quad (3)$$

که در آن $F_{LS}(S_a)$ شکنندگی سازه‌های در شتاب طیفی S_a برای حالت حدی LS می‌باشد. با مشاهده فرمول فوق مشخص می‌گردد که شکنندگی به صورت احتمالی بیان می‌گردد که متغیر تصادفی $S_{a,c}$ کمتر یا مساوی مقدار داده شده S_a باشد؛ به عبارت دیگر شکنندگی تابع احتمال تجمعی (CDF) متغیر تصادفی ظرفیت $S_{a,c}$ می‌باشد. اگر توزیع احتمالاتی ظرفیت شتاب



شکل ۶. منحنی‌های شکنندگی مدل پایه

Fig. 6. Base model fragility curves

اثر توأم عدم قطعیت ذاتی رکوردهای زلزله و عدم قطعیت سیستمی ظرفیت می باشند، منحنی های شکنندگی استخراج و در شکل ۷ آورده شده است. پارامترهای آماری منحنی های شکنندگی مدل غیرقطعی به همراه مقادیر نظیر مدل پایه در جدول ۴ آورده شده است. به منظور مقایسه بهتر نتایج منحنی شکنندگی مدل پایه و مدل غیرقطعی با توزیع آماری لوگ نرمال در شکل ۸ نشان داده شده است. با ملاحظه جدول ۳ و شکل ۸ مشخص می گردد منحنی های شکنندگی مدل پایه و غیرقطعی در حالت حدی قابلیت استفاده بی وقفه IO تفاوت قابل ملاحظه ای با یکدیگر ندارند. در مقابل برای حالت حدی آستانه فروریزش CP مدل غیرقطعی با کاهش میانه و افزایش انحراف معیار (نسبت به مدل پایه) مواجه شده است. لازم به ذکر است منحنی های شکنندگی صرفاً بیانگر احتمال وقوع تجاوز از یک میزان معین شاخص شدت می باشند و احتمال وقوع زلزله هایی که این سطح از شاخص شدت را ایجاد می کنند در نظر گرفته نشده است. لذا به منظور ارزیابی تأثیر عدم قطعیت ظرفیت بر تقاضای لرزه ای قابهای خمشی فولادی محاسبه بسامد میانگین سالانه حدی ضروری به نظر می رسد که در بخش های بعدی مورد مطالعه قرار گرفته است.

۶- منحنی خطر لرزه^۱

خطر مربوط به یک شاخص شدت معین S_a به صورت بسامد میانگین

طبقه ای ۱۰ درصد [۲۲] در دو حالت گسسته و به کارگیری توزیع آماری لوگ نرمال تهیه و ترسیم شده است (شکل ۶). همان گونه که ملاحظه می گردد توزیع لوگ نرمال تطابق خرابی با توزیع گسسته دارد. میانگین و انحراف معیار داده های فوق از قرار زیر است:

- بهره برداری بی وقفه

$$\mu_{Sa} = 0.22g \quad \beta_{Sa} = \sigma_{LnSa} = 0.46 \quad (5)$$

- آستانه فروریزش

$$\mu_{Sa} = 0.73g \quad \beta_{Sa} = \sigma_{LnSa} = 0.40 \quad (6)$$

انحراف معیار فوق صرفاً ناشی از به کارگیری رکوردهای مختلف زلزله می باشد. در بخش بعدی منحنی های شکنندگی برای مدل غیرقطعی انجام شده است.

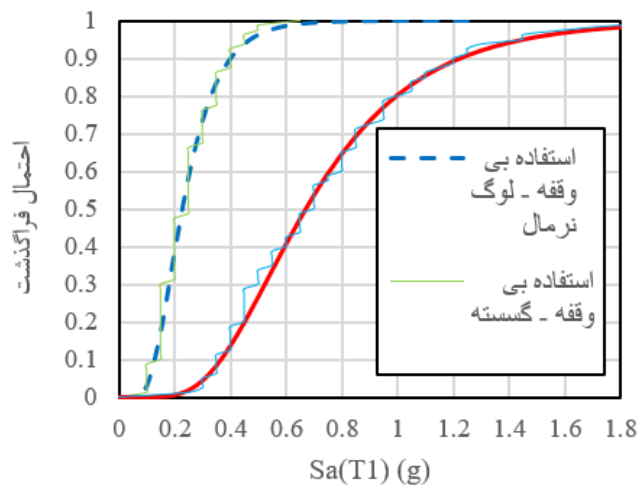
۵-۲ منحنی شکنندگی مدل غیرقطعی (Uncertain Model)

با توجه به نتایج تحلیل IDA مدل غیرقطعی انجام گرفته که ناشی از

جدول ۴. پارامترهای منحنی شکنندگی مدل های پایه و غیرقطعی (حالات حدی IO و CP)

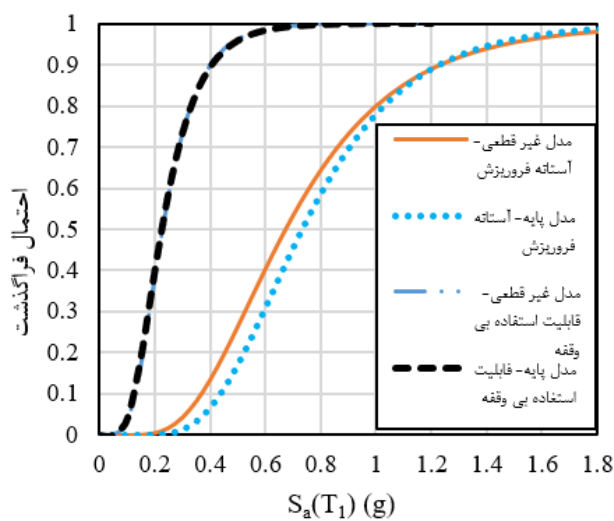
Table 4. Base and uncertain model Fragility curves

حالت حدی	مدل پایه		مدل غیرقطعی	
	μ	β	μ	β
استفاده بی وقفه	۰/۲۲۴	۰/۴۶۳	۰/۲۲۵	۰/۴۵۵
آستانه فروریزش	۰/۷۳۲	۰/۴۰۳	۰/۶۷۱	۰/۴۶۹



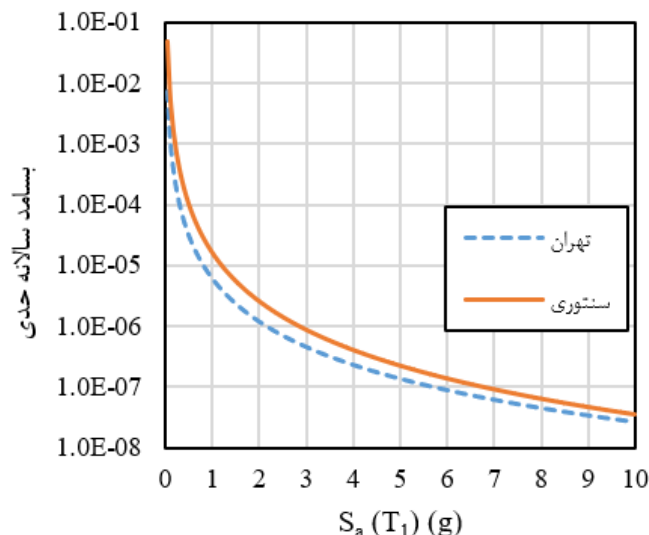
شکل ۷. منحنی های شکنندگی مدل غیرقطعی

Fig. 7. Uncertain model fragility curves



شکل ۸. منحنی های شکنندگی مدل پایه و مدل غیرقطعی

Fig. 8. Base and uncertain model Fragility curves



شکل ۹. منحنی خطر لرزه شهرهای سنجوری [۱۳] و تهران [۱۴]

Fig. 9. Seismic hazard curve for Century and Tehran cities

جدول ۵. پارامترهای رابطه خطر لرزه شهرهای سنجوری و تهران

Table 5. Seismic hazard curve parameters (Century and Tehran cities)

شهر	K_0	k
سنجوری	$1/6537 \text{ e-}5$	۲/۶۶۹۱
تهران	$6/15 \text{ e-}6$	۲/۳۶۱۹

$$H_{S_a}(S_a) = P[S_a \geq x] = k_0 \cdot x^{-k} \quad (۸)$$

که در آن ضرایب k_0 و k شکل نمودار خطر را تعریف می کنند. در مطالعه حاضر دو منحنی خطر لرزه مورد بررسی قرار گرفته است:

۱- منحنی خطر لرزه شهر سنجوری (Century) واقع در ایالت کالیفرنیا آمریکا

۲- منحنی خطر لرزه شهر تهران واقع در استان تهران ایران

منحنی خطر لرزه به کار گرفته شده برای شهرهای سنجوری [۱۳] و تهران [۱۴] با پریود ۳ ثانیه و میرایی ۵ درصد در شکل ۹ نشان داده شده است. برای منحنی های مذکور ضرایب k_0 و k در جدول ۵ آورده شده است.

سالانه شدت زلزله های آتی که بزرگتر یا مساوی شدت مورد نظر می باشند، تعریف می گردد و با $H_{S_a}(x)$ نمایش داده می شود. $H_{S_a}(x)$ را میتوان در قالب حاصل ضرب تعداد وقوع زلزله (v) در احتمال فراگذشت شتاب طیفی از مقدار معین x بیان نمود که با $G_{S_a}(x)$ نمایش داده می شود.

$$H_{S_a}(x) = v \cdot G_{S_a}(x) \quad (۷)$$

اگر منحنی خطر لرزه در مقابل شتاب طیفی S_a رسم گردد، نمودار خطر لرزه به دست می آید. این منحنیها معمولاً توسط متخصصین زلزله شناسی برای یک ساختگاه معین استخراج می گردند. هر منحنی شامل بسامد میانگین سالانه فرا گذشت از یک مقدار مشخص شتاب طیفی به ازای پریود و درصد میرایی مشخصی می باشد. اگر منحنی در محدوده مورد نظر با یک رابطه توانی تقریب زده شود رابطه کاهندگی مقابل به دست می آید [۲۵]:

۷- بسامد سالانه حالت حدی

توانی رابطه (۸) در نظر گرفته شود بسامد سالانه حدی به فرم تحلیلی روبرو قابل محاسبه می باشد [۲۴]:

$$\lambda = k \cdot (\mu)^{-k} \cdot e^{\left(\frac{1}{\gamma} k^2 \cdot \beta^2\right)} \quad (11)$$

با توجه به مطالب فوق‌الذکر بسامد سالانه حدی در حالات حدی قابلیت استفاده بی‌وقفه IO و آستانه فروریزش CP و با منحنیهای خطر دو شهر سنتوری و تهران محاسبه و در بخشهای بعدی ارائه شده است.

۷-۱- بسامد سالانه حدی شهر سنتوری

همان‌گونه که در قسمتهای قبلی عنوان شد بسامد سالانه حدی λ با محاسبه سطح زیر نمودار حاصل ضرب منحنی (تابع) شکنندگی در (مقدار مطلق) نمو تابع خطر شتاب طیفی از طریق انتگرالگیری عددی کمیتهای فوق‌الذکر به دست می آید. به منظور مقایسه بهتر برای هر حالت حدی نتایج مدل‌های پایه و غیرقطعی در یک شکل نمایش داده شده است. نتایج به دست آمده برای حالات حدی IO و CP شهر سنتوری به ترتیب در اشکال ۱۰ و ۱۱ و جدول ۶ آورده شده است. با ملاحظه شکل ۱۰ و جدول ۶ ملاحظه میگردد تأثیر عدم قطعیت ظرفیت بر تخمین تقاضای لرزه‌های در حالت حدی قابلیت استفاده بی‌وقفه قابل چشم‌پوشی می باشد. در مقابل با مقایسه بسامد حالت حدی مدل پایه و غیرقطعی در حالت حدی آستانه فروریزش CP مشاهده میگردد تأثیر عدم قطعیت ظرفیت خطر احتمال وقوع خرابی سالانه را به میزان قابل ملاحظه ۵۵ درصد افزایش داده است (شکل ۱۱). این افزایش ناشی از تفاوت دو پارامتر میانگین و انحراف معیار مدل غیرقطعی در مقایسه با مدل پایه می باشد (جدول ۴) که نشان می‌دهد عدم قطعیت ظرفیت به ترتیب موجبات کاهش ۸/۳ درصدی میانگین و افزایش ۱۶/۴ درصدی انحراف معیار نسبت به مدل پایه شده است. لازم به ذکر است علی‌رغم تغییرات ظاهراً کم مقادیر مذکور، افزایش معنیداری در بسامد سالانه حدی رخ داده است که این موضوع در مطالعات قبلی انجام گرفته کمتر مورد توجه قرار گرفته است [۷ و ۵]. در مطالعات مذکور تأثیر عدم قطعیت ظرفیت بیشتر معطوف به مقایسه منحنی‌های شکنندگی گردیده است. به همین علت علی‌رغم تأیید کاهش میانه شتاب طیفی در مدل غیرقطعی، به دلیل میزان تغییرات کمتر آن در مقایسه با انحراف معیار به کارگیری میانه مدل پایه برای مقاصد عملی قابل قبول تلقی گردیده است و تغییرات در قالب افزایش انحراف معیار مدل غیرقطعی در نظر گرفته شده است. بر این اساس به نظر

میانگین بسامد سالانه حالت حدی^۱ فراگذشت از یک تراز عملکرد سازه بسامد میانگین حالت حدی یا به اختصار بسامد سالانه حدی تعریف و با λ_{LS} نمایش داده می شود. برای توابع پیوسته λ_{LS} به شرح ذیل قابل ارائه می باشد [۲۴]:

$$\begin{aligned} \lambda_{LS} &= \nu \cdot P[S_a \geq S_{a,C}] = \\ &= \int P[S_a \geq S_{a,C} | S_a = x] \cdot \nu \cdot f_{S_a}(x) \cdot dx \quad (9) \\ &= \int P[x \geq S_{a,C}] \cdot |dH_{S_a}(x)| \end{aligned}$$

که در آن S_a بیانگر پارامتر تقاضا برحسب شاخص شدت، $S_{a,C}$ ظرفیت متناظر با حالت حدی که در قالب شتاب طیفی ارائه شده است، ν نرخ وقوع زلزله و $f_{S_a}(x)$ تابع چگالی احتمال^۲ به ازای شاخص شدت S_a و $H_{S_a}(x)$ خطر تقاضای لرزه‌ای به ازای شاخص شدت S_a می باشد. در آخرین معادله جمله اول داخل پرانتز در واقع تابع شکنندگی $F_{LS}(S_a)$ بازای شتاب طیفی S_a می باشد. بر این اساس فرکانس حالت حدی در قالب معادله زیر قابل بازنویسی است [۲۴]:

$$\lambda_{LS} = \int F_{LS}(x) \cdot |dH_{S_a}(x)| \quad (10)$$

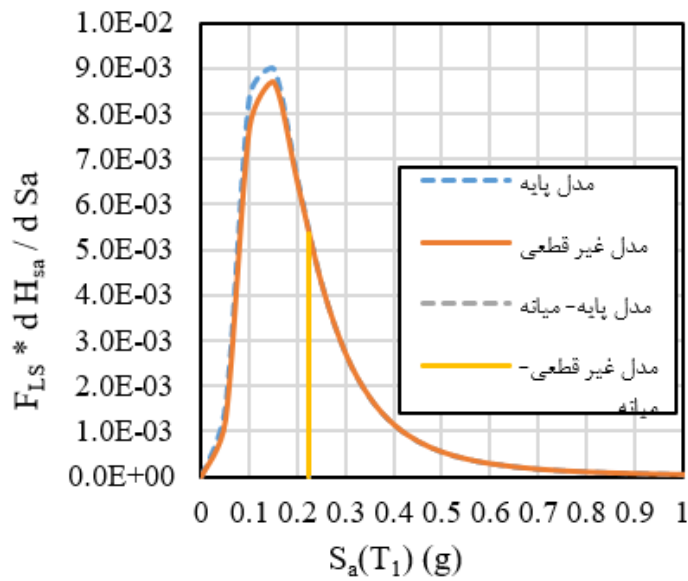
معادله اخیر نحوه استخراج بسامد حالت حدی را برحسب توابع شکنندگی و خطر نمایش می دهد. به بیان دیگر معادله فوق نشانگر این است که بسامد میانگین سالانه فراگذشت از یک حالت حدی LS از طریق محاسبه سطح زیر نمودار حاصل ضرب منحنی (تابع) شکنندگی در (مقدار مطلق) نمو تابع خطر شتاب طیفی به دست می آید. رابطه به کار گرفته شده که بر پایه قضیه احتمال کل به دست آمده است، محاسبه بسامد سالانه حدی را در قالب دو تابع تفکیک‌پذیر شکنندگی و خطر لرزه بیان می کند. تابع شکنندگی صرفاً بر اساس تحلیل‌های لرزه‌ای سازه‌ای قابل محاسبه است و تابع خطر لرزه از مطالعات زلزله‌شناسی ساخت‌گاه استخراج می گردد. این موضوع نحوه بررسی میزان تغییرات بسامد سالانه حدی را در چهارچوب بررسی تغییرات دو تابع فوق‌الذکر امکان‌پذیر میسازد. اگر شکنندگی در قالب توزیع آماری لوگ نرمال با میانگین μ و انحراف معیار β و منحنی خطر لرزه به صورت تابع

- 1 Mean Annual Frequency of Limit State
- 2 Probability Density Function

جدول ۶. بسامد سالانه حدی مدل پایه و غیرقطعی شهر سنتوری

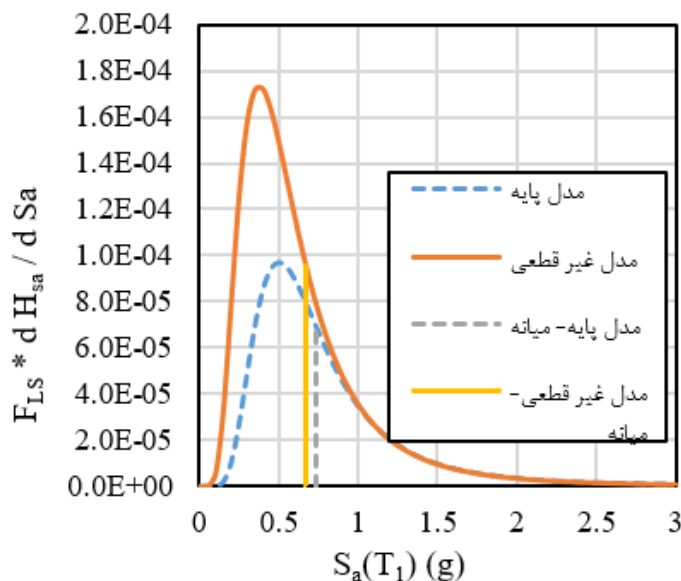
Table 6. Mean annual frequency of the base and the uncertain model (Century city)

حالت حدی	مدل پایه		مدل غیرقطعی		مقایسه	
	استفاده بی وقفه	آستانه فروریزش	استفاده بی وقفه	آستانه فروریزش	استفاده بی وقفه	آستانه فروریزش
بسامد سالانه حدی λ_c	۱/۹۲e-۳	۶/۷۶e-۵	۱/۸۶e-۳	۱/۰۵e-۴	$\lambda_u / \lambda_b = ۰/۹۷$	$\lambda_{cu} / \lambda_{cb} = ۱/۵۵$
دوره بازگشت (سال) T_R	۵۲۰	۱۴۷۹۳	۵۳۸	۹۵۲۴	$T_{Ru} / T_{Rb} = ۱/۰۳$	$T_{Ru} / T_{Rb} = ۰/۶۴$



شکل ۱۰. منحنی حاصل ضرب شکنندگی در نمو خطر لرزه شاخص شدت شهر سنتوری (حالت حدی استفاده بی وقفه)

Fig. 10. Fragility-seismic hazard rate product curve at IO limit state (Century city)



شکل ۱۱. منحنی حاصل ضرب شکنندگی در نمو خطر لرزه شاخص شدت شهر سنتوری (حالت حدی آستانه فروریزش)

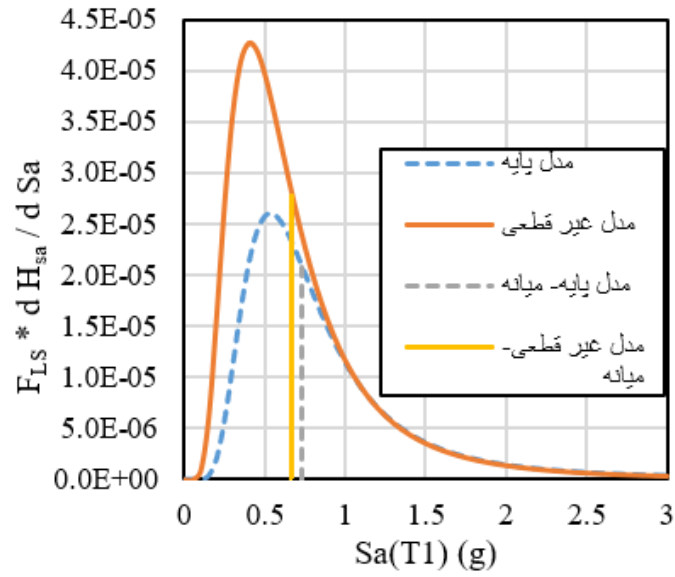
Fig. 11. Fragility-seismic hazard rate product curve at CP limit state (Century city)

عامل تشدید کننده افزایش بسامد سالانه حدی مدل غیرقطعی نسبت به مدل پایه می باشد. محاسبات مشابهی با جایگزینی منحنی خطر لرزه شهر تهران صورت گرفته است که در بخش بعد مورد ارزیابی قرار گرفته است.

۷-۲- بسامد سالانه حدی شهر تهران

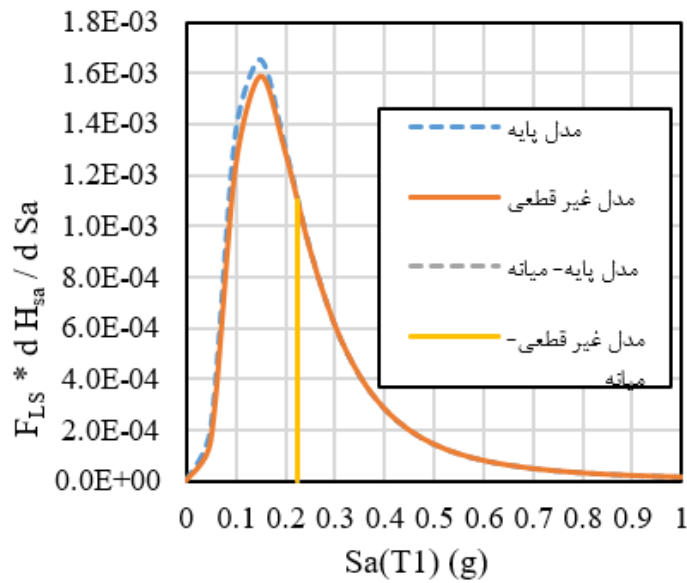
به منظور تعمیم نتایج به دست آمده، بسامد سالانه حدی برای منحنی خطر لرزه شهر تهران نیز محاسبه شده است که نتایج حاصله در اشکال ۱۲ و ۱۳ و جدول ۷ آورده شده است. مشابه نتایج به دست آمده از بخش قبل می توان از تأثیر عدم قطعیت ظرفیت بر بسامد سالانه حدی در حالت حدی قابلیت استفاده بی وقفه صرف نظر نمود. همچنین برای حالت حدی آستانه فروریزش افزایش ۴۴ درصدی بسامد سالانه حدی مدل غیرقطعی در مقایسه با مدل پایه رخ داده است. بنابراین روند کیفی تأثیر عدم قطعیت ظرفیت برای دو منحنی خطر لرزه شهرهای سنتوری و تهران مشابه یکدیگر می باشند. خلاصه اطلاعات منحنیهای شکنندگی و بسامد سالانه حدی برای حالات حدی هر دو شهر مورد مطالعه در جدول ۸ ارائه شده است. با عنایت به نتایج به دست آمده در جدول مذکور مشاهده می گردد تأثیر عدم قطعیت ظرفیت در حالت حدی IO قابل چشم پوشی بوده ولی افزایش قابل ملاحظه بسامد سالانه حدی را به ازای حالت حدی CP به دنبال داشته است. با توجه به

می رسد مقایسه دو مدل پایه و غیرقطعی بر مبنای منحنی های شکنندگی که یک تابع صرفاً سازهای می باشد منجر به برآورد غیر واقع بینانه و دست پایین احتمال کل خرابی سازه می گردد. دلیل این موضوع این است که احتمال وقوع زلزله هایی که منجر به تولید منحنی های شکنندگی گردیده اند در قالب استخراج منحنی های خطر لرزه ساخت گاه در نظر گرفته نشده است. به منظور تشریح بیشتر موضوع با دقت در شکل ۱۱ مشخص می گردد برای حالت حدی آستانه فروریزش در هر دو مدل پایه و غیرقطعی سهم عمده سطح زیر منحنی در ناحیه شاخص های شدت کوچکتر از میانه (سمت چپ میانه) قرار دارد که مقادیر مذکور به ترتیب ۶۰ و ۶۹ درصد برای مدل پایه و غیرقطعی می باشند. به عبارت دیگر نقش این ناحیه در برآورد بسامد سالانه حدی قابل ملاحظه می باشد. دلیل این موضوع این است که علی رغم وجود احتمال خرابی کمتر (تابع شکنندگی) در این ناحیه، فراوانی وقوع زلزله های در این سطح شدت بسیار بیشتر از ناحیه سمت راست میانه می باشد که این نکته با بررسی منحنی خطر لرزه شهر سنتوری به وضوح قابل مشاهده است (شکل ۹). همچنین به دلیل کاهش میانه شتاب خرابی مدل غیرقطعی در مقایسه با مدل پایه، محل میانه به سمت چپ انتقال یافته است که در ناحیه با خطر لرزه بالاتر قرار گرفته است. با توجه به توضیحات فوق الذکر در مدل غیرقطعی علاوه بر افزایش انحراف معیار، کاهش میانه شتاب خرابی نیز



شکل ۱۲. منحنی حاصل ضرب شکنندگی در نمو خطر لرزه شاخص شدت شهر تهران (حالت حدی استفاده بی‌وقفه)

Fig. 12. Fragility-seismic hazard rate product curve at IO limit state (Tehran city)



شکل ۱۳. منحنی حاصل ضرب شکنندگی در نمو خطر لرزه شاخص شدت شهر تهران (حالت حدی آستانه فروریزش)

Fig. 13. Fragility-seismic hazard rate product curve at CP limit state (Tehran city)

جدول ۷. پارامترهای مدل پایه و غیرقطعی شهر تهران

Table 7. Base and uncertain model parameters (Tehran city)

حالت حدی	مدل پایه		مدل غیرقطعی		مقایسه	
	استفاده بی‌وقفه	آستانه فروریزش	استفاده بی‌وقفه	آستانه فروریزش	استفاده بی‌وقفه	آستانه فروریزش
بسامد سالانه λ_c	۳/۸۲e-۴	۲/۰۲e-۵	۳/۷۴e-۴	۲/۹۱e-۵	$\lambda_u/\lambda_b = ۰/۹۸$	$\lambda_{cu}/\lambda_{cb} = ۱/۴۴$
حدی						

جدول ۸. خلاصه اطلاعات منحنی های شکنندگی و بسامد سالانه حدی (شهرهای سنتوری و تهران)

Table 8. Summary information about the fragility curves and the mean annual frequencies (Century and Tehran cities)

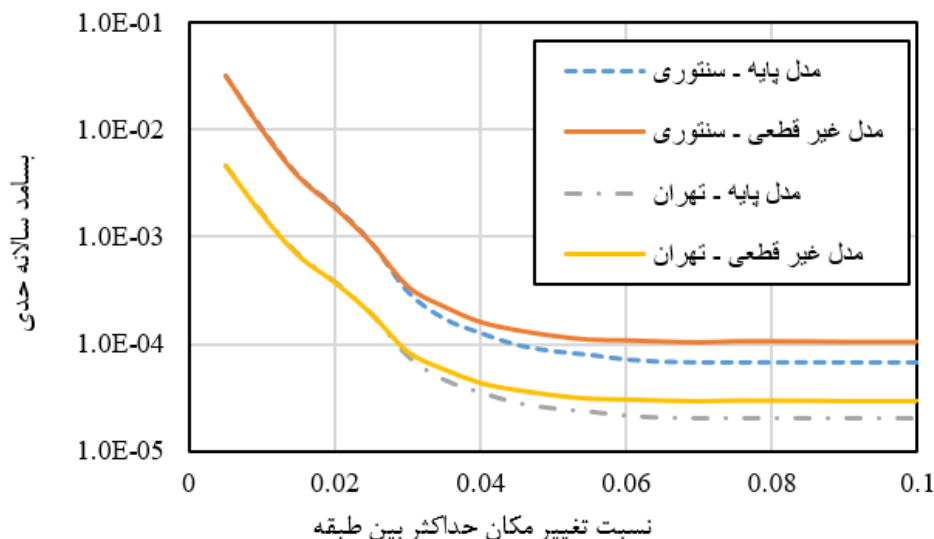
حالت حدی	مدل پایه		مدل غیرقطعی		مقایسه	
	IO	CP	IO	CP	IO	CP
میانۀ μ	۰/۲۲۴	۰/۷۳۲	۰/۲۲۵	۰/۶۷۱	$\mu_b/\mu_u = ۰/۹۹$	$\mu_b/\mu_u = ۱/۰۹$
انحراف معیار β	۰/۴۶۳	۰/۴۰۳	۰/۴۵۵	۰/۴۶۹	$\beta_u/\beta_b = ۰/۹۸$	$\beta_u/\beta_b = ۱/۱۶$
بسامد سالانه	سنتری ۱/۹۲e-۳	۶/۷۶e-۵	۱/۸۶e-۳	۱/۰۵e-۴	$\lambda_u/\lambda_b = ۰/۹۷$	$\lambda_{cu}/\lambda_{cb} = ۱/۵۵$
حدی λ_{LS}	تهران ۳/۸۲e-۴	۲/۰۲e-۵	۳/۷۴e-۴	۲/۹۱e-۵	$\lambda_u/\lambda_b = ۰/۹۸$	$\lambda_{cu}/\lambda_{cb} = ۱/۴۴$

زلزله تعیین میگردد. سپس به ازای هر مقدار مشخص تقاضا منحنی های شکنندگی متناظر استخراج و در تلفیق با منحنی خطر لرزه مطابق رابطه (۱۱) بسامد سالانه حدی محاسبه می شود. در نهایت منحنی خطر تقاضای لرزه از تکرار عملیات فوق برای کل محدوده شاخص تقاضا به دست می آید. منحنی های مذکور برای هر دو مدل پایه و غیرقطعی شهرهای سنتوری و تهران استخراج و در شکل ۱۴ ارائه شده است. با ملاحظه شکل مذکور مشخص می گردد بسامد سالانه حدی مدل غیرقطعی در محدوده شاخص های تقاضای کوچک تر از ۳ درصد بسیار نزدیک به مقدار نظیر مدل پایه می باشد. در صورت تجاوز تقاضا از میزان ۳ درصد بسامد سالانه حدی مدل

این که بررسی انجام گرفته محدود به دو حالت حدی IO و CP بوده است، بررسی میزان تأثیر عدم قطعیت ظرفیت بر تخمین تقاضای لرزه های به عنوان تابعی از شاخص تقاضا ضروری به نظر می رسد. بر این اساس منحنی خطر تقاضای لرزه در ادامه تحقیق حاضر مورد مطالعه قرار گرفته است.

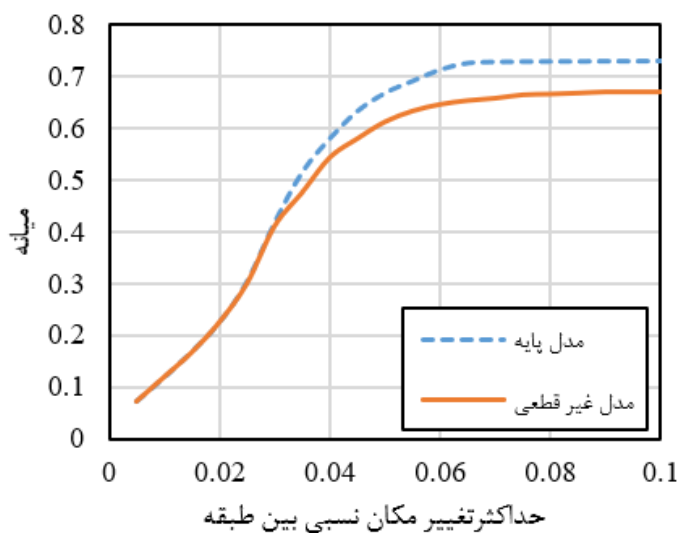
۸- منحنی خطر تقاضای لرزه

منحنی خطر تقاضای لرزه احتمال فراگذشت سالانه شاخص تقاضا از یک مقدار مشخص می باشد. روش به کار گرفته شده در این تحقیق استراتژی تحلیل بر مبنای شاخص شدت می باشد. بر این اساس شاخص شدت نظیر هر مقدار تقاضا از نتایج تحلیل IDA برای کلیه رکوردهای



شکل ۱۴. منحنی خطر تقاضای لرزه شهرهای سنتوری و تهران

Fig. 14. Seismic demand hazard curves (Century and Tehran cities)

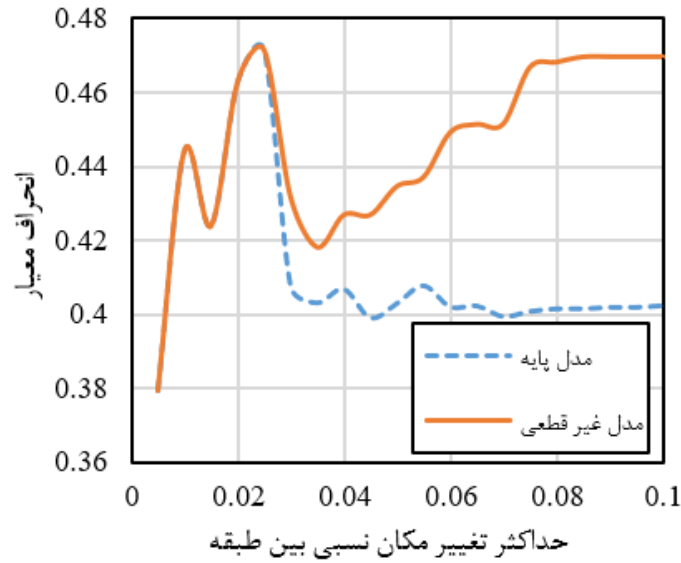


شکل ۱۵. منحنی انحراف معیار - تقاضا

Fig. 15. Dispersion demand curves

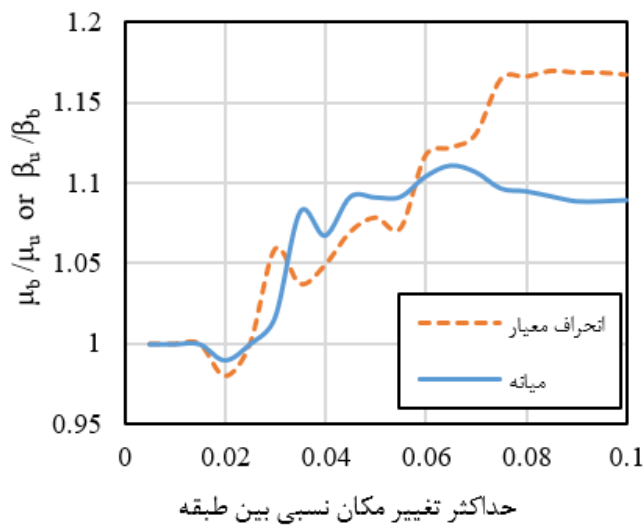
مشاهده نمی‌شود. به منظور تفسیر بیشتر نتایج به دست آمده میزان تغییرات پارامترهای منحنی شکنندگی و بسامد سالانه حدی مدل‌های پایه و غیرقطعی به عنوان تابعی از شاخص تقاضا مورد مطالعه قرار گرفته است که در اشکال ۱۵ تا ۱۷ آورده شده است. با دقت در اشکال ۱۵ و ۱۶ مشخص می‌گردد تا محدوده شاخص تقاضای کمتر از ۳ درصد تفاوت معنی داری بین میانه و

غیرقطعی روند افزایشی نسبت به مدل پایه پیدا کرده است که میزان فوق همان گونه که در بخش قبلی عنوان گردید برای حالت حدی CP به ترتیب مقادیر ۵۵ و ۴۴ درصد برای شهرهای سنتوری و تهران میباشد. همچنین به دلیل واقع شدن حالت حدی IO در محدوده شاخص تقاضای کمتر از ۳ درصد تفاوت معنی داری در بسامد سالانه حدی مدل‌های پایه و غیرقطعی



شکل ۱۶. منحنی میانه- تقاضا

Fig. 16. Median demand curves

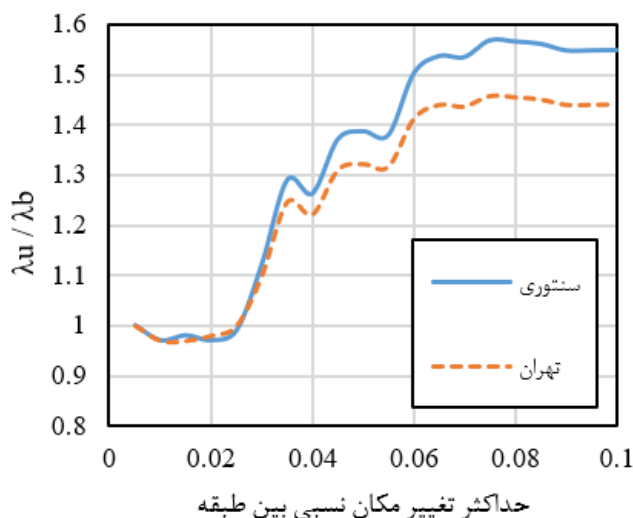


شکل ۱۷. منحنی نسبت بسامد سالانه حدی - تقاضا

Fig. 17. Mean annual frequency ratio-demand curve

غیرقطعی تأثیرگذار می باشند و سایر پارامترهای مدل رفتاری تأثیری در پاسخ سازه ندارند. از سوی دیگر در محدوده شاخص تقاضاهای بزرگ بیش از ۳ درصد کلیه پارامترهای مدل رفتاری در پاسخ سازه دخیل بوده و همچنین به دلیل جابجایی نسبی زیاد طبقات اثرات مرتبه دوم $P-\Delta$ هم عامل دیگر تشدید کننده پاسخ می باشد. به منظور تفسیر بهتر تغییرات پارامترهای بی بعد

انحراف معیار مدل غیرقطعی در مقایسه با مدل پایه وجود ندارد. با توجه به این نکته که در مقادیر شاخص تقاضاهای نسبتاً کوچک (کمتر از دو درصد) رفتار سازه مطابق مدل رفتاری اصلاح شده ایبارا-مدینا-کراوینکلر (شکل ۳) نسبتاً خطی است لذا صرفاً پارامترهای M_y و θ_p مدل مذکور که در قالب تولید متغیرهای تصادفی در بازه تعریف شده تغییر می کنند بر رفتار مدل



شکل ۱۸. منحنی نسبت‌های بی‌بعد میانه و انحراف معیار - شاخص تقاضا

Fig. 18. Dimensionless median dispersion ratio-demand curves

معناداری افزایش داده است. برخی عواملی که موجبات ایجاد عدم قطعیت سیستمی ظرفیت می‌گردند از قرار ذیل می‌باشند:

- عدم قطعیت خواص مکانیکی فولاد با مقادیر اعلام شده کارخانه سازنده

- تقریبی بودن معادلات تجربی تخمین مدل رفتاری مقاطع

- کیفیت اجرا

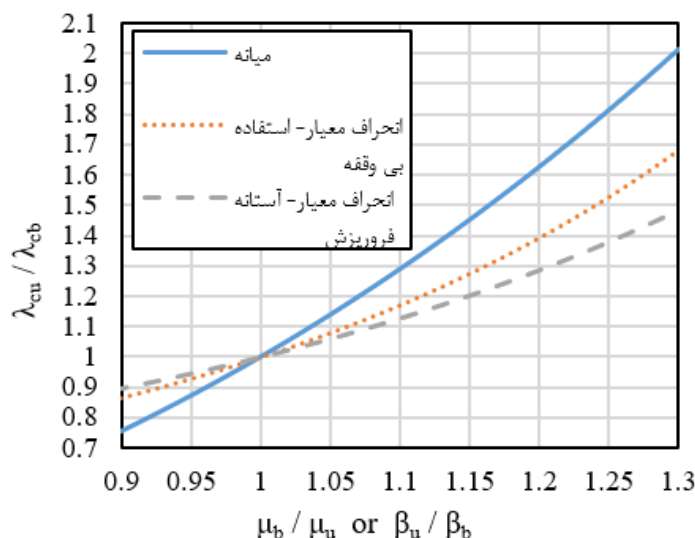
با توجه به این نکته که محاسبه احتمال خرابی سازه در صورت رسیدن شاخص شدت به حالت حدی تعریف شده، از طریق استخراج منحنی‌های شکنندگی صورت می‌گیرد و توزیع آماری لوگ نرمال دقت قابل قبولی برای محاسبه تابع شکنندگی دارد، می‌توان نتیجه گرفت تأثیر کلیه عدم قطعیت‌ها شامل عدم قطعیت ذاتی رکوردهای زلزله و عدم قطعیت سیستمی ظرفیت منجر به استخراج تابع توزیع تجمعی احتمال لوگ نرمال می‌گردد. خصوصیات این تابع با دو پارامتر میانگین و انحراف معیار قابل تعریف است. با ملاحظه منحنی‌های شکنندگی مدل پایه و غیرقطعی مشخص می‌گردد لحاظ نمودن عدم قطعیت ظرفیت موجب تغییر میانگین و انحراف معیار مدل پایه به میزان ۸/۳ و ۱۶/۴ درصد گردیده است. میزان تأثیر کمیت‌های مذکور بر افزایش بسامد سالانه حدی شهرهای سنتوری و تهران به ترتیب ۵۵ و

نسبت میانه و انحراف معیار مدل‌های پایه و قطعی به عنوان توابعی از شاخص تقاضا محاسبه شده اند (شکل ۱۸).

نکته قابل توجه این است که روند تغییرات متغیرهای β و μ مدل غیرقطعی خلاف جهت یکدیگر می‌باشند. بر این اساس با افزایش تقاضا نسبت میانه مدل غیرقطعی به مدل پایه کاهش و در مقابل نسبت انحراف معیار افزایش یافته است. لذا تأثیر هم‌زمان دو کمیت مذکور توجیه کننده افزایش معنی‌دار بسامد سالانه حدی مدل غیرقطعی (در مقایسه با مدل پایه) در محدوده مقادیر تقاضای بزرگ‌تر از ۳ درصد می‌باشد. با عنایت به نتایج به دست آمده و به منظور بررسی جامع‌تر شدت تأثیر هر یک از دو کمیت میانگین و انحراف معیار بر تخمین تقاضای لرزه‌های قاب‌های خمشی فولادی، تحلیل حساسیت بر مبنای پارامترهای مذکور صورت گرفته است که در بخش بعد ارائه شده است.

۹- تحلیل حساسیت بسامد سالانه حدی بر اساس پارامترهای مدل غیرقطعی

در بخش‌های گذشته تأثیر عدم قطعیت ظرفیت بر تقاضای لرزه‌های قاب خمشی ۲۰ طبقه مورد بررسی قرار گرفت و مشخص گردید این موضوع بسامد سالانه حدی را در محدوده شاخص تقاضای بزرگ‌تر از ۳٪ به میزان



شکل ۱۹. تحلیل حساسیت بسامد سالانه حدی شهر سنتوری (حالات حدی استفاده بی‌وقفه و آستانه فروریزش)

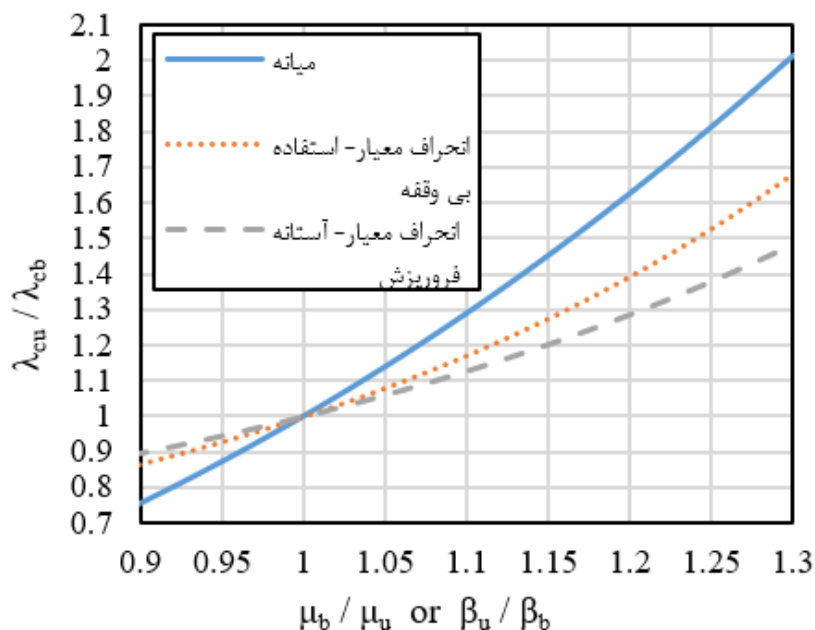
Fig. 19. MAF sensitivity analysis for the Century city (IO and CP limit states)

تغییرات انحراف معیار علاوه بر پارامتر k منحنی خطر لرزه به انحراف معیار مدل پایه β_b نیز وابسته می باشد. به منظور بررسی میزان تأثیر پارامترهای فوق‌الذکر بر بسامد سالانه حدی تحلیل حساسیت محاسبه میزان تغییرات نسبت بسامد سالانه حدی مدل غیرقطعی λ_{cu} به مدل پایه λ_{cb} ($\lambda_{cu}/\lambda_{cb}$) بر اساس میزان تغییرات مستقل دو پارامتر β_u/β_b و μ_b/μ_u با استفاده از رابطه (۱۲) و برای حالات حدی قابلیت استفاده بی‌وقفه و آستانه فروریزش صورت گرفته است. همچنین محاسبات انجام گرفته برای دو منحنی خطر لرزه شهر سنتوری و تهران انجام شده است. به منظور درک بهتر نتایج دو پارامتر β_u/β_b و μ_b/μ_u بر روی یک محور نمایش داده شده اند (اشکال ۱۹ و ۲۰). با ملاحظه شکل ۱۹ مشخص می‌گردد در هر دو حالت حدی مورد مطالعه IO و CP تأثیر تغییرات میانگین بر افزایش بسامد سالانه حدی مدل غیرقطعی بیشتر از تغییرات انحراف معیار می باشد. لذا در صورت بروز عواملی که موجب تغییرات بیشتر میانگین مدل غیرقطعی نسبت به مدل پایه می‌گردند (مانند لحاظ کردن کیفیت اجرا)، بسامد سالانه حدی مدل غیرقطعی افزایش بیشتری خواهد داشت. علاوه بر آن مطابق نتایج به دست آمده از بخش قبل آهنگ تغییرات پارامترهای بدون بعد β_u/β_b و μ_b/μ_u هم‌جهت می باشند که در محدوده شاخص‌های تقاضای بزرگتر از سه درصد

۴۴ درصد بوده است که قابل ملاحظه می باشد. لازم به ذکر است اثر کیفیت اجرا در محاسبات فوق در نظر گرفته نشده است که می‌تواند درصدهای فوق را دست خوش تغییر نماید. ایده به کار گرفته شده در مطالعه حاضر این است که میتوان تأثیر عدم قطعیت ظرفیت را در قالب میزان تغییرات دو پارامتر بی‌بعد μ_b/μ_u و β_u/β_b نسبت به مدل پایه مورد مطالعه قرار داد که پارامتر اول نسبت انحراف معیار مدل غیرقطعی به مدل پایه و پارامتر دوم نسبت میانگین مدل پایه به مدل غیرقطعی می باشد. بر این اساس با توجه به رابطه (۱۱) نسبت بسامد سالانه حدی مدل غیرقطعی به مدل پایه در قالب معادله زیر به دست می‌آید:

$$\frac{\lambda_{cb}}{\lambda_{cu}} = \left(\frac{\mu_b}{\mu_u}\right)^k \cdot e^{\frac{1}{\gamma} k^2 \cdot \beta_b^2 \left[\left(\frac{\beta_u}{\beta_b}\right)^{\gamma-1}\right]} \quad (12)$$

که در آن اندیس u بیانگر مدل غیرقطعی و اندیس b متعلق به مدل پایه می‌باشد. با دقت در رابطه (۱۲) مشخص می‌گردد تأثیر تغییرات میانگین شتاب طیفی بر بسامد سالانه حدی فقط به پارامتر k منحنی خطر لرزه (رابطه ۸) بستگی دارد. از طرف دیگر تغییرات بسامد سالانه حدی ناشی از



شکل ۲۰. تحلیل حساسیت بسامد سالانه حدی شهر تهران (حالات حدی استفاده بی وقفه و آستانه فروریزش)

Fig. 20. MAF sensitivity analysis for the Tehran city (IO and CP limit states)

این موضوع شیب بیشتر منحنی تغییرات میانگین نسبت به انحراف معیار می باشد. بنابراین روش معمول به کارگیری میانه مدل پایه برای مدل غیرقطعی در حالت حدی آستانه فروریزش منجر به برآورد دست پایین بسامد سالانه حدی برای شهرهای سنتوری و تهران به میزان ۲۰/۶ و ۱۸/۸ درصد می گردد که قابل چشم پوشی نمی باشد.

در خاتمه لازم به ذکر است به دلیل تفکیک رابطه بسامد سالانه در قالب منحنی شکنندگی و خطر لرزه، مراحل انجام کار در نهایت منجر به استخراج منحنی شکنندگی به فرم تابع تجمعی احتمال که توسط دو کمیت میانگین و انحراف معیار قابل تعریف بوده از یک طرف و همچنین محاسبه منحنی خطر لرزه در قالب ارائه روابط کاهندگی ساختگاه مورد مطالعه از طرف دیگر می گردد. لذا روش به کار گرفته شده به سهولت قابل تعمیم به سایر سازه ها از قبیل قابهای خمشی بتنی نیز می باشد.

۱۰- نتیجه گیری

رفتار لرزه ای قابهای خمشی فولادی همواره با عدم قطعیت روبه رو می باشد.

هر دو پارامتر مقادیری بزرگ تر از یک داشته اند. بر این اساس مشخص می گردد برای حالت حدی آستانه فروریزش تغییرات مستقل هر یک از کمیت های میانگین و انحراف معیار به میزان ۸/۳ و ۱۶/۴ درصد به ترتیب موجب افزایش ۲۶ و ۲۳ درصدی بسامد حالت حدی مدل غیرقطعی شهر سنتوری گردیده است. همچنین به منظور درک بهتر موضوع ملاحظه می گردد که در صورت افزایش مستقل ۳۰ درصدی هر یک از پارامترهای انحراف معیار و میانگین در حالت حدی CP، بسامد سالانه حدی به میزان ۴۸ و ۱۰۱ درصد با افزایش مواجه می گردد. به منظور بررسی تأثیر منحنی خطر لرزه بر نتایج به دست آمده آنالیز حساسیت صورت گرفته با منحنی خطر لرزه شهر تهران نیز مجدداً تکرار شده است (شکل ۲۰). لازم به ذکر است تحلیل صورت گرفته به منظور ارزیابی روند کلی تغییرات بسامد سالانه حدی ناشی از تغییر منحنی خطر لرزه صورت گرفته است. در این منحنی تغییرات مستقل میانگین و انحراف معیار مدل غیرقطعی به ترتیب موجب افزایش ۲۳ و ۱۷ درصدی بسامد سالانه حدی گردیده است. همچنین مشابه نتایج به دست آمده در شکل ۲۰ تأثیر تغییرات میانگین بیش از تغییرات انحراف معیار می باشد. دلیل

تأثیر عدم قطعیت ظرفیت قابل ملاحظه نبوده و می‌توان از آن چشم‌پوشی نمود. در مقابل در ناحیه شاخص تقاضای بزرگ‌تر از ۳ درصد عدم قطعیت ظرفیت موجبات افزایش قابل ملاحظه بسامد سالانه حدی مدل غیرقطعی نسبت به مدل پایه می‌گردد. همچنین آهنگ تغییرات میانه و انحراف معیار منحنیهای شکنندگی مدل غیرقطعی با افزایش شاخص تقاضا خلاف جهت یکدیگر می‌باشند. به بیان دیگر با افزایش مقدار تقاضا میانه شتاب طیفی کاهش و انحراف معیار دچار افزایش می‌گردد که هر دو عامل موجب افزایش بسامد سالانه حدی مدل غیرقطعی خواهند گردید. به منظور بررسی میزان شدت تأثیر پارامترهای منحنی شکنندگی بر بسامد سالانه حدی تحلیل حساسیت بر مبنای تغییرات مستقل پارامترهای بدون بعد μ_b/μ_u و β_b/β_u صورت گرفت. نتایج حاصله برای هر دو شهر سنتوری و تهران مؤید این موضوع بود که شدت تأثیر کاهش میانه شتاب طیفی بیش از افزایش انحراف معیار مدل غیرقطعی موجب افزایش بسامد حدی سالانه مدل غیرقطعی شده است. علاوه بر آن در صورت منظور نمودن کیفیت اجرا در مدل‌سازی میزان تغییرات میانگین مدل غیرقطعی بیشتر خواهد گردید.

خلاصه نتایج به دست آمده از تحقیق حاضر از قرار ذیل می‌باشند:

- عدم قطعیت ظرفیت ناشی از پارامترهای مدل رفتاری بر منحنی‌های شکنندگی تأثیرگذار است که این تأثیر در حالات حدی منتهی به خرابی سازه (آستانه فروریزش) بیشتر می‌باشد.

- عدم قطعیت مذکور علاوه بر افزایش انحراف معیار موجب کاهش میانه شتاب طیفی منحنی شکنندگی مدل غیرقطعی به ویژه در ناحیه مقادیر بزرگ پارامتر تقاضا می‌گردد که هر دو عامل موجب افزایش بسامد سالانه حدی مدل غیرقطعی می‌گردند.

- کاهش میانه شتاب طیفی با نرخ بیشتری (در مقایسه با افزایش انحراف معیار)، بسامد سالانه حدی مدل غیرقطعی را افزایش میدهد.

- در ناحیه مقادیر کوچک پارامتر تقاضا (حالت حدی استفاده بی‌وقفه)، اثر عدم قطعیت ظرفیت میتوان چشم‌پوشی نمود.

- چشم‌پوشی از تأثیر عدم قطعیت سیستمی ظرفیت منجر به برآورد دست پایین بسامد سالانه حدی در حالت حدی آستانه فروریزش خواهد گردید.

با این حال نتایج به دست آمده محدود به بررسی یک قاب خمشی نسبتاً بلند ۲۰ طبقه فولادی بوده است و جهت تعمیم موضوع به سایر قاب‌های خمشی فولادی (کوتاه و متوسط) مطالعات بیشتری باید صورت گیرد.

سهم قابل ملاحظه‌ای از عدم قطعیت مذکور به دلیل ماهیت تصادفی رکوردهای زلزله است که پاسخهای متفاوتی از سازه به ازای رکوردهای مذکور به دست می‌آید. عدم قطعیت ظرفیت سازه عامل مهم دیگری است که باید مورد توجه قرار گیرد. در مطالعه حاضر تأثیر عدم قطعیت ظرفیت ناشی از پارامترهای مدل‌سازی یک قاب ۲۰ طبقه خمشی فولادی مورد بررسی قرار گرفته است. لازم به ذکر است به دلیل نحوه استخراج پارامترهای فوق در مدل رفتاری مورد استفاده که بر مبنای نتایج آزمایشگاهی و تعداد محدودی نمونه به دست آمده است، به کارگیری مقادیر فوق با عدم قطعیت همراه خواهد بود. این عدم قطعیت در قالب تولید اعداد تصادفی در بازه تغییرات تعریف شده هر پارامتر انجام و به مدل اعمال شده است. به منظور بررسی موضوع تحلیل دینامیکی فزاینده برای هر دو مدل پایه و غیرقطعی (دارای عدم قطعیت ظرفیت) تحت ۸۰ رکورد زلزله انجام شده است. منحنیهای شکنندگی به ازای دو حالت حدی قابلیت استفاده بی‌وقفه و آستانه فروریزش و برای هر دو مدل پایه و غیرقطعی استخراج گردیده است. در مقایسه نتایج دو مدل مشخص گردید در حالت حدی قابلیت استفاده بی‌وقفه تأثیر عدم قطعیت ظرفیت قابل چشم‌پوشی می‌باشد. از سوی دیگر برای حالت حدی آستانه فروریزش میانه مدل غیرقطعی با کاهش ۸/۳ درصدی و انحراف معیار آن با افزایش ۱۶/۴ درصدی مواجه گردیده است. به منظور بررسی شدت تأثیر مقادیر فوق بر تخمین تقاضای لرزه‌ای قاب خمشی فولادی مورد مطالعه بسامد سالانه حدی هر دو مدل برای حالات حدی تعریف شده و با منحنی خطر لرزه دو شهر متفاوت سنتوری و تهران محاسبه و مورد مقایسه قرار گرفته است. در مقایسه مذکور مشخص گردید برای حالت حدی قابلیت استفاده بی‌وقفه میتوان از لحاظ نمودن عدم قطعیت ظرفیت صرف نظر نمود. در مقابل به ازای حالت حدی آستانه فروریزش نسبت بسامد سالانه حدی مدل غیرقطعی به مدل پایه با افزایش قابل ملاحظه ۵۵ درصد برای شهر سنتوری و ۴۴ درصد برای شهر تهران مواجه گردیده است. به عبارت دیگر تأثیر عدم قطعیت ظرفیت در حالت حدی قابلیت استفاده بی‌وقفه قابل چشم‌پوشی و برای حالت حدی آستانه فروریزش قابل ملاحظه می‌باشد. به منظور تعیین محدوده تأثیر عدم قطعیت ظرفیت بر شاخص تقاضا منحنی خطر تقاضای لرزه‌ای مدل‌های پایه و غیرقطعی برای هر دو شهر سنتوری و تهران استخراج گردیده است. منحنی مذکور امکان مقایسه دو مدل را در کل محدوده شاخص تقاضا امکان‌پذیر می‌سازد. با مقایسه نتایج دو مدل پایه و غیرقطعی مشخص گردید در محدوده شاخص تقاضای کوچک‌تر از ۳ درصد

پیوست الف - مشخصات رکوردهای زلزله

جدول الف - ۱. مشخصات رکوردهای انتخاب شده در گروه LMSR و LMLR

Table a-1. LMSR and LMLR ground motion records specifications

نام واقعه لرزه- ای	سال	Mw	ایستگاه ثبت رکورد	R	PGA	نام واقعه لرزه‌ای	سال	Mw	ایستگاه ثبت رکورد	R	PGA
Loma Prieta	1989	6.9	Agnews State Hospital	28.2	0.172	Borre. Mountain	1968	6.8	El Centro Array #9	46.0	0.057
Loma Prieta	1989	6.9	Capitola	14.5	0.443	Loma Prieta	1989	6.9	AP.2E Hayward Muir	57.4	0.171
Loma Prieta	1989	6.9	Gilroy Array #3	14.4	0.367	Loma Prieta	1989	6.9	Fremont- Emerson Co.	43.4	0.141
Loma Prieta	1989	6.9	Gilroy Array #4	16.1	0.212	Loma Prieta	1989	6.9	Halls Valley	31.6	0.134
Loma Prieta	1989	6.9	Gilroy Array #7	24.2	0.226	Loma Prieta	1989	6.9	Salinas-John & Work	32.6	0.112
Loma Prieta	1989	6.9	Hollister City Hall	28.2	0.247	Loma Prieta	1989	6.9	Palo Alto- SLAC Lab.	36.3	0.194
Loma Prieta	1989	6.9	Hollister Diff. Array	25.8	0.279	Northridge	1994	6.7	Covina-W. Badillo	56.1	0.100
Loma Prieta	1989	6.9	Sunnyvale- Colton Av.	28.8	0.207	Northridge	1994	6.7	Com.- Castlegate St.	49.6	0.136
Northridge	1994	6.7	Canoga Park- Topanga	15.8	0.420	Northridge	1994	6.7	LA-Centinela St.	30.9	0.322
Northridge	1994	6.7	LA-N Faring Rd.	23.9	0.273	Northridge	1994	6.7	Lakewood-Del Am.	59.3	0.137
Northridge	1994	6.7	LA-Fletcher Dr.	29.5	0.240	Northridge	1994	6.7	Downey- Co.Maint.	47.6	0.158
Northridge	1994	6.7	Glendale-Las Palmas	25.4	0.206	Northridge	1994	6.7	Bell Gardens- Jabo.	46.6	0.068
Northridge	1994	6.7	LA- Hollywood StorFF	25.5	0.231	Northridge	1994	6.7	Lake Hughes #1	36.3	0.087
Northridge	1994	6.7	LaCrescenta- NewYork	22.3	0.159	Northridge	1994	6.7	Lawndale- Osage Ave.	42.4	0.152
Northridge	1994	6.7	Northridge- Saticoy St.	13.3	0.368	Northridge	1994	6.7	Leona Valley #2	37.7	0.063
San Fernando	1971	6.6	LA- Hollywood Lot	21.2	0.174	Northridge	1994	6.7	Palmdale-Hwy 14.	43.6	0.067
Superstition Hill	1987	6.7	Brawley	18.2	0.156	Northridge	1994	6.7	LA-Pico & Sentous	32.7	0.186
Superstition Hill	1987	6.7	El Centro Imp.Cent	13.9	0.358	Northridge	1994	6.7	West Covina- S.Orange	54.1	0.063
Superstition Hill	1987	6.7	Plaster City	21.0	0.186	Northridge	1994	6.7	Terminal Island- S.	60.0	0.194
Superstition Hill	1987	6.7	Westmorland Fire St.	13.3	0.172	Northridge	1994	6.7	LA-Evernon Ave.	39.3	0.153

جدول الف-۲. مشخصات رکوردهای انتخاب شده در گروه SMSR و SMLR

Table a-2. SMSR and SMLR ground motion records specifications

نام واقعه لرزه‌ای	سال	Mw	ایستگاه ثبت رکورد	R	PGA	نام واقعه لرزه‌ای	سال	Mw	ایستگاه ثبت رکورد	R	PGA
Imperial Valley	1979	6.5	Calipatria Fire Station	23.8	0.078	Borrego	1942	6.5	El Centro Array #9	49.0	0.068
Imperial Valley	1979	6.5	Chihuahua	28.7	0.270	Coalinga	1983	6.4	Parkfield-Cholame 5	47.3	0.131
Imperial Valley	1979	6.5	El Centro Array #1	15.5	0.139	Coalinga	1983	6.4	Parkfield-Cholame 8	50.7	0.098
Imperial Valley	1979	6.5	El Centro Array #12	18.2	0.116	Imperial Valley	1979	6.5	Coachella Canal #4	49.3	0.128
Imperial Valley	1979	6.5	El Centro Array #13	21.9	0.139	Imperial Valley	1979	6.5	Compuertas	32.6	0.186
Imperial Valley	1979	6.5	Cucapah	23.6	0.309	Imperial Valley	1979	6.5	Delta	43.6	0.238
Imperial Valley	1979	6.5	Westmor. Fire Station	15.1	0.110	Imperial Valley	1979	6.5	Niland Fire Station	35.9	0.109
Livermore	1980	5.8	San Ram.-East. Kodak	17.6	0.076	Imperial Valley	1979	6.5	Plaster City	31.7	0.057
Livermore	1980	5.8	San Ram. Fire Station	21.7	0.040	Imperial Valley	1979	6.5	Victoria	54.1	0.167
Morgan Hill	1984	6.2	Agnews State Hospital	29.4	0.032	Livermore	1980	5.8	Tracy-Sewage Treat.	37.3	0.073
Morgan Hill	1984	6.2	Gilroy Array #2	15.1	0.162	Morgan Hill	1984	6.2	Capitola	38.1	0.099
Morgan Hill	1984	6.2	Gilroy Array #3	14.6	0.194	Morgan Hill	1984	6.2	Hollister City Hall	32.5	0.071
Morgan Hill	1984	6.2	Gilroy Array #7	14.0	0.113	Morgan Hill	1984	6.2	San Juan Bautista	30.3	0.036
Point Mugu	1973	5.8	Port Hueneme	25.0	0.112	N. Palm Springs	1986	6.0	San Jacinto Valley C.	39.6	0.063
N. Palm Springs	1986	6.0	Palm Springs Airport	16.6	0.187	N. Palm Springs	1986	6.0	Indio	39.6	0.064
Whittier Narrow	1987	6.0	Com.-Castlegate St.	16.9	0.332	Whittier Narrow	1987	6.0	Downey-Birchdale	56.8	0.299
Whittier Narrow	1987	6.0	Carson-Catskill Ave.	28.1	0.042	Whittier Narrow	1987	6.0	LA-Century City CC	31.3	0.051
Whittier Narrow	1987	6.0	Brea-S Flower Ave.	17.9	0.115	Whittier Narrow	1987	6.0	LB-Harbor Admin FF	34.2	0.071
Whittier Narrow	1987	6.0	LA-W70thSt.	16.3	0.151	Whittier Narrow	1987	6.0	Terminal Island-S.	35.7	0.042
Whittier Narrow	1987	6.0	Carson-Water St.	24.5	0.104	Whittier Narrow	1987	6.0	Northridge-Saticoy St.	39.8	0.118

- [11] D. Skoulidou, X. Romão, Uncertainty quantification of fragility and risk estimates due to seismic input variability and capacity model uncertainty, *Engineering Structures*, 195 (2019) 425-437.
- [12] F. Barbagallo, M. Bosco, E. Marino, P. Rossi, Variable vs. invariable elastic response spectrum shapes: impact on the mean annual frequency of exceedance of limit states, *Engineering Structures*, 214 (2020) 110620.
- [13] A. Mathiasson, R.A. Medina, Seismic collapse assessment of a 20-story steel moment-resisting frame structure, *Buildings*, 4(4) (2014) 806-822.
- [14] M. Mahdavi Adeli, Determination of site uniform hazard and design spectra Amirkabir University, Iran 2004. (in Persian)
- [15] A. Committee, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-10), Structural Engineering Institute, American Society of Civil Engineering, Reston, Virginia, (2010).
- [16] L.F. Ibarra, R.A. Medina, H. Krawinkler, Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 34(12) (2005) 1489-1511.
- [17] D.G. Lignos, H. Krawinkler, Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading, *Journal of Structural Engineering*, 137(11) (2011) 1291-1302.
- [18] F. McKenna, OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation, *Computing in Science & Engineering*, 13(4) (2011) 58-66.
- [19] P. Center, PEER ground motion database, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, <http://ngawest2.berkeley.edu>, (2013).
- [20] B.S.S. Council, NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures (FEMA P-750), Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, (2009).
- [21] R.A. Medina, H. Krawinkler, Seismic demands for nondeteriorating frame structures and their dependence
- [1] M. Shinozuka, Monte Carlo solution of structural dynamics, *Computers & Structures*, 2(5-6) (1972) 855-874.
- [2] G. Arizaga, Earthquake induced damage estimation for steel buildings in Puerto Rico, University of Puerto Rico, (2006).
- [3] A.T. Council, Quantification of building seismic performance factors, US Department of Homeland Security, FEMA, 2009.
- [4] D. Vamvatsikos, C.A. Cornell, Incremental dynamic analysis, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31(3) (2002) 491-514.
- [5] D. Vamvatsikos, M. Fragiadakis, Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 39(2) (2010) 141-163.
- [6] L. Ibarra, H. Krawinkler, Variance of collapse capacity of SDOF systems under earthquake excitations, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 40(12) (2011) 1299-1314.
- [7] D. Vamvatsikos, Seismic performance uncertainty estimation via IDA with progressive accelerogram-wise latin hypercube sampling, *Journal of Structural Engineering*, 140(8) (2014) A4014015.
- [8] B. Asgarian, B. Ordoubadi, Effects of structural uncertainties on seismic performance of steel moment resisting frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 120 (2016) 132-142.
- [9] A. Hajishabani, K. Laknejadi, P. Zarfam, Performance based design optimization of steel moment resisting frames incorporating seismic demand and connection parameters uncertainties, *Iran University of Science & Technology*, 9(4) (2019) 575-597.
- [10] K. Mehdizadeh, A. Karamodin, Investigation of the Effect of Uncertainty of the Ibara-Madina-krawinkler Model Parameters on Seismic Collapse Capacity in Steel Moment Resisting Frames, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 6(2) (2019) 18. (in Persian)

- Earthquake Engineering Research Center, in, Stanford Univ., Stanford, CA, 2012.
- [24] F. Jalayer, C.A. Cornell, A technical framework for probability-based demand and capacity factor (DCFD) seismic formats.” RMS, (2003).
- [25] N. Luco, C.A. Cornell, Seismic drift demands for two SMRF structures with brittle connections, Structural Engineering World Wide, (1998).
- on ground motions, Pacific Earthquake Engineering Research Center Berkeley, 2004.
- [22] R. Hamburger, J. Hooper, T. Sabol, R. Shaw, L. Reaveley, R. Tide, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings (FEMA 350), in, Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [23] D. Lignos, H. Krawinkler, Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations. Rep. No. TB 177, The John A. Blume

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

B. Shokrollahi-Yancheshmeh, A. Mohebkah, M. Mahdavi-Adeli, The Effect of Capacity Uncertainty on the Seismic Hazard Demand Curve Estimation of Steel-Moment Resisting Frames, Amirkabir J. Civil Eng., 53(12) (2022) 5055-5082.

DOI: 10.22060/ceej.2020.18577.6903



