

کتابخانه تخصصی



دانشکده مهندسی عمران  
گروه سازه

پایان نامه:

جهت دریافت درجه کارشناسی ارشد در رشته مهندسی عمران-مهندسی زلزله

عنوان فارسی

بررسی تاثیر عدم قطعیت های مدلسازی روی منحنی های شکنندگی در حالات خرابی  
مختلف با در نظر گیری اثرات خرابی تجمعی

عنوان انگلیسی

Quantifying the effects of modeling uncertainties on fragility curves in  
different damage states with considering impacts of accumulation  
damage

استاد راهنما

دکتر سامان یغمایی سابق

استاد مشاور

دکتر ناصر تقی زادیه

پژوهشگر

رویا مهدی پور

تقدیم به

روح پاک پدرم

و به مادرم، دریای بی کران فداکاری و عشق که وجودم برایش همه رنج بود و وجودش برایم همه مهر.

شکرشایان نثار ایزدمنان که توفیق رارفتق را هم ساخت تا این پایان نامه را به پایان برسانم.

باتقدیر و شکرشایسته از استاد فریخته و فرزانه جناب آقای دکتر سلمان یغمائی سابق به عنوان استاد راهنما که همواره نگارنده را مورد لطف و محبت خود قرار داده اند و از ابتدای راه و در طی انجام این تحقیق، بارهاستفانی های خود مراد نگارش این اثر یاری نمودند کمال شکر را دارم. پاس بی کران از استاد بزرگوار؛ جناب آقای دکتر جواد کاتبی که زحمت داوری این رساله را متقبل شدند. از مادر دلسوز و خداکارم که در تمام مراحل زندگی، همواره پشتیبان بنده بوده اند و موفقیت های خود را دیدیون زحمات بی دریغ ایشان، بسم، سپاسگزارم؛ و از تمامی کسانی که مراد انجام این پایان نامه یاری رسانده اند؛ کمال شکر را دارم.



**بسمه تعالی**  
**تعهدنامه دانشجو**

اینجانب رویا مهدی پور مقنی دانشجوی مقطع کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران گرایش مهندسی زلزله دانشکده فنی مهندسی عمران دانشگاه تبریز تایید می‌نمایم:

- مطالب ارائه‌شده در این پایان‌نامه با عنوان:

بررسی تاثیر عدم قطعیت های مدل‌سازی روی منحنی های شکنندگی در حالات خرابی مختلف با در نظر گیری اثرات خرابی تجمعی

که در ادامه به اختصار پایان‌نامه نامیده می‌شود حاصل تحقیقات اینجانب تحت راهنمایی آقای دکتر سامان یغمایی سابق در دانشگاه تبریز است و در صورت استفاده از نتایج پژوهش‌ها و یا آثار دیگران بلافاصله به مرجع مورد استفاده استناد شده است و در قسمت منابع و مآخذ مشخصات مرجع به‌طور کامل ذکر گردیده است.

- مسئولیت صحت مطالب مندرج در این پایان‌نامه به‌طور کامل با اینجانب است.
- تحقیقات مندرج در این پایان‌نامه که بدون استناد باشند توسط اینجانب یا فرد دیگری تاکنون برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی در هیچ جا ارائه نگردیده است.
- کلیه حقوق مادی و معنوی این پایان‌نامه و هر گونه محصول مستخرج از آن اعم از مقالات، برنامه‌های رایانه‌ای و تجهیزات ساخته‌شده به دانشگاه تبریز تعلق دارد و هر گونه استفاده از اطلاعات و یا نتایج، واگذاری اطلاعات به افراد دیگر، چاپ، تکثیر، نسخه‌برداری، ترجمه و اقتباس از این پایان‌نامه بدون اخذ اجازه کتبی از دانشگاه تبریز ممنوع است.
- کلیه مقالات مستخرج از این پایان‌نامه تحت نام دانشگاه تبریز (University of Tabriz) به‌عنوان وابستگی نویسنده اول و با اجازه استاد راهنمای اول به چاپ رسیده یا خواهد رسید.

در صورت اثبات تخلف در هر زمان، دانشگاه تبریز حق پیگیری قانونی خواهد داشت.

نام و نام خانوادگی دانشجو: رویا مهدی پور مقنی

امضا و تاریخ

نام خانوادگی: مهدی پور مقنی	نام: رویا
عنوان پایان نامه: بررسی تاثیر عدم قطعیت های مدلسازی روی منحنی های شکنندگی در حالات خرابی مختلف با در نظر گیری اثرات خرابی تجمعی	
استاد راهنما: دکتر سامان یغمایی سابق	
استاد مشاور: دکتر ناصر تقی زادیه	
مقطع تحصیلی: کارشناسی ارشد رشته: مهندسی عمران گرایش: مهندسی زلزله دانشگاه: تبریز	
دانشکده: فنی و مهندسی عمران تاریخ فارغ التحصیلی: شهریور ۹۶ تعداد صفحه: ۸۹	
کلید واژه ها: عدم قطعیت های مدلسازی، خرابی تجمعی، شبیه سازی هایپرکیوب لاتین، شکنندگی وابسته به حالت.	
<p><b>چکیده:</b> مدل سازی عدم قطعیت های مدلسازی در کنار عدم قطعیت های مربوط به زلزله ها برای بررسی دقیق رفتار لرزه ای سازه ها مساله بسیار مهمی به شمار می رود. یکی از معروف ترین روش ها برای بررسی تاثیر عدم قطعیت ها استفاده از روش های شبیه سازی است که در این پایان نامه روش شبیه سازی هایپرکیوب لاتین جهت بررسی عدم قطعیت های مدل سازی مورد استفاده قرار گرفته است. از طرف دیگر وقوع زلزله های قوی که دارای چندین پس لرزه باشد در مناطق با لرزه خیزی زیاد مانند ایران دور از انتظار نیست. بررسی عملکرد لرزه ای سازه ها در مقابل این زمین لرزه ها با توجه به تحمیل جابجایی های ماندگار و ایجاد خرابی تجمعی در سازه دارای اهمیت بالایی است. پس برای تعیین حالت خرابی سازه بعد از هر زلزله باید حالت خرابی سازه قبل از وقوع زلزله معلوم باشد و منحنی های شکنندگی برای حالات خرابی مختلف با در نظر گیری زلزله های متوالی رسم شود. در این پژوهش تغییر در حالت خرابی سازه ها با در نظر گرفتن عدم قطعیت های مدل سازی با استفاده از زنجیره مارکوف انجام شده است. در نتیجه با توجه به ذات زنجیره مارکوف امکان بررسی تاثیر زلزله های متوالی در چارچوب پیشنهادی این پایان نامه فراهم گردیده است. ارزیابی عملکرد لرزه ای برای دو حالتی که تاثیر زلزله های متوالی و عدم قطعیت های مدلسازی در نظر گرفته شده، انجام شده است و نتایج مورد مقایسه قرار گرفته است. همچنین حالتی که اثر توأم زلزله های متوالی و</p>	

عدم قطعیت های مدلسازی در نظر گرفته شده است بررسی شده است. در نظرگیری زلزله های متوالی تاثیر بیشتری نسبت به در نظر گیری اثر عدم قطعیت های مدل سازی دارد و اثر توام زلزله های متوالی و عدم قطعیت های مدل سازی باعث افزایش بیشتر مقادیر منحنی های شکنندگی می شود و احتمال فروریزش را تا ۲,۳۶ برابر افزایش می دهد.

## فهرست مطالب

۱	..... مقدمه	۱-۱-۱
۳	.....Model Codes	۱-۱-۱
۳	.....Vision 2000	۲-۱-۱
۳	.....FEMA 273-FEMA 356	۳-۱-۱
۴	.....FEMA 350-FEMA 353	۴-۱-۱
۴	.....FEMA PBEE	۱-۵-۱-۱
۴	.....FEMA PBEE مراحل طراحی به روش	۲-۵-۱-۱
۶	..... وقوع زلزله های متوالی	۲-۱
۶	..... لزوم و تهداف پایان نامه	۳-۱
۸	..... مرور منابع	۲-۱
۹	.....۱-۲- منابع مربوط به بررسی تاثیر عدم قطعیت ها	۲-۱
۱۴	.....۲-۲- منابع مربوط به بررسی زلزله های متوالی	۲-۲
۲۴	..... مواد و روش تحقیق	۳-۱
۲۵	.....۱-۲- خرابی تجمعی	۳-۱
۲۹	.....۲-۲- عدم قطعیت	۳-۱
۲۹	.....۱-۲-۲- علم عدم قطعیت و منابع آن	۳-۱
۳۰	.....۲-۲- تقسیم بندی عدم قطعیت ها	۳-۱
۳۱	.....۳-۲-۲- روش های ارزیابی عدم قطعیت	۳-۱
۳۱	.....۱-۳-۲-۲- روش ارزیابی پیش رونده عدم قطعیت	۳-۱
۳۲	.....۴-۲-۲- روش شبیه سازی مونت کارلو	۳-۱
۳۳	.....۵-۲-۲- روش شبیه سازی هایپر کیوب لاتین (LHS)	۳-۱
۳۳	.....۳-۲- مدل سازه ای	۳-۱
۳۵	.....۱-۳-۲- مدل اصلاح شده ایبارا-کراوینکلر	۳-۱
۳۸	.....۲-۳-۲- مدلسازی در نرم افزار Opensees	۳-۱
۳۸	.....۳-۳-۲- مدل سازی المان های تیر و ستون	۳-۱
۳۹	.....۱-۴-۲- پارامترهای مورد مطالعه جهت مدل سازی عدم قطعیت	۳-۱
۴۲	.....۲-۴-۲- تولید نمونه ها با استفاده از روش LHS	۳-۱



۴۴	۲-۴-۳- بررسی تاثیر عدم قطعیت های مدل سازی
۴۴	۲-۵- منحنی های شکنندگی (Fragility Curves)
۴۶	۲-۶- در نظرگیری خرابی تجمعی ناشی از زلزله های متوالی
۴۹	۲-۷- تحلیل حساسیت
۵۱	۴- نتایج
۵۲	۴-۱- منحنی های شکنندگی
۵۲	۴-۲- منحنی های شکنندگی وابسته به حالت
	۴-۳- مقایسه رسیدن به فروریزش تحت زلزله های متوالی و یک زلزله شدید و
۵۲	تاثیر عدم قطعیت های مدل سازی بر آن
۵۷	۴-۴- منحنی های شکنندگی وابسته به حالت تابع زمان
۶۶	۵- بحث و نتیجه گیری
۷۳	۶- ارائه پیشنهادات

## فهرست اشکال

- شکل ۱-۱. روند پیشرفت آیین نامه های آمریکا ..... ۲
- شکل ۱-۳. فلوجارت ارزیابی منحنی های شکنندگی با در نظرگیری عدم قطعیت های مدل سازی و اثر زلزله های متوالی..... ۲۶
- شکل ۲-۳. شمای فرآیند تنزل سازه تحت زلزله های متوالی [۳۵] ..... ۲۷
- شکل ۳-۳. شبه سازی متغیرهای تصادفی با استفاده از روش هایپرکیوب لاتین..... ۳۳
- شکل ۴-۳. شمای مقطع قاب..... ۳۴
- شکل ۵-۳. منحنی خطر سایت..... ۳۴
- شکل ۶-۳. منحنی پایه مدل اصلاح شده ایبارا کراوینکلر [۴۳]..... ۳۶
- شکل ۷-۳. المان تیر و مدل معادل شامل المان تیر الاستیک با دو فنر در ابتدا و انتها [۴۵]..... ۳۸
- شکل ۸-۳. نحوه مدل سازی چشمه اتصال در برنامه Opensees [۴۶]..... ۳۹
- شکل ۹-۳. منحنی های IDA برای تعداد شبیه سازی های مختلف [۲]..... ۴۳
- شکل ۱۰-۳. (a) منحنی های شکنندگی مربوط به ساختمان هشت طبقه بتنی. (b) تاثیر عدم قطعیت های مدل سازی بر روی مقادیر پراکندگی و میانگین منحنی های شکنندگی [۲]..... ۴۶
- شکل ۱۱-۳. توزیع احتمال جابجایی نسبی ماکزیمم بین طبقه ای ساختمان ۹ طبقه.
- (a) سطح خطر  $\frac{10}{50}$ . (b) سطح خطر  $\frac{2}{50}$  [۱۷]..... ۴۷
- شکل ۱۲-۳. منحنی های شکنندگی وابسته به حالت برای سیستم EPP [۳۵]..... ۴۸
- شکل ۱۳-۳. مقیاس کردن رکورد زمین لرزه اصلی تا سازه از حالت AN به حالت خرابی F برسد..... ۴۹
- شکل ۱-۴. منحنی های شکنندگی با در نظرگیری عدم قطعیت های مربوط به رکوردها و عدم قطعیت های مدل سازی؛ (a) حالت خرابی LS، (b) حالت خرابی CP، (c) حالت خرابی F..... ۵۳
- شکل ۲-۴. منحنی های شکنندگی وابسته به حالت برای Nsim=15؛ (a) سازه در حالت AN می باشد، (b) سازه در حالت LS می باشد، (c) سازه در حالت CP می باشد..... ۵۴

- شکل ۳-۴. منحنی های شکنندگی وابسته به حالت برای  $N_{sim}=15$ ؛ (a) سازه در حالت AN می باشد، (b) سازه در حالت LS می باشد، (c) سازه در حالت CP می باشد..... ۵۵
- شکل ۴-۴. منحنی های شکنندگی وابسته به حالت برای  $N_{sim}=15$ ؛ (a) سازه در حالت AN می باشد، (b) سازه در حالت LS می باشد، (c) سازه در حالت CP می باشد..... ۵۶
- شکل ۴-۵. نسبت احتمال فروریزش تحت زلزله های متوالی به حالت متعین بر اساس تابعی از Sa..... ۵۷
- شکل ۴-۶. منحنی های شکنندگی با در نظر گیری تاثیرات تغییر رکوردها، عدم قطعیت های مدل سازی، زلزله های متوالی، اثر توأم عدم قطعیت های مدل سازی و زلزله های متوالی؛ (a) برای  $N_{sim}=45$ ، (b) برای  $N_{sim}=25$ ..... ۵۸
- شکل ۴-۷. منحنی های شکنندگی وابسته به حالت تحت تابعی از زمان برای  $N_{sim}=15$ ..... ۶۰
- شکل ۴-۸. نسبت بین احتمال گذر از یک حالت خرابی به حالت خرابی دیگر با در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی و حالت متعین  $N_{sim}=15$ ..... ۶۰
- شکل ۴-۹. منحنی های شکنندگی وابسته به حالت تحت تابعی از زمان برای  $N_{sim}=25$ ..... ۶۲
- شکل ۴-۱۰. نسبت بین احتمال گذر از یک حالت خرابی به حالت خرابی دیگر با در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی و حالت متعین  $N_{sim}=25$ ..... ۶۲
- شکل ۴-۱۱. منحنی های شکنندگی وابسته به حالت تحت تابعی از زمان برای  $N_{sim}=45$ ..... ۶۴
- شکل ۴-۱۲. نسبت بین احتمال گذر از یک حالت خرابی به حالت خرابی دیگر با در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی و حالت متعین  $N_{sim}=45$ ..... ۶۴
- شکل ۴-۱۳. ضریب همبستگی Spearman برای متغیرهای تصادفی..... ۶۵

## فهرست جداول

- جدول ۳-۱. اندازه تیرها و ستون های قاب..... ۳۵
- جدول ۳-۲. مشخصات مدل های هیستریزیس مختلف [۴۰]..... ۳۵
- جدول ۳-۳. مقادیر میانگین و انحراف معیار مربوط به  $f_u$  و  $f_y$  بر اساس آزمایشات انجام شده روی بال مقاطع [۴۰]..... ۴۰
- جدول ۳-۴. مقادیر میانگین و انحراف معیار مربوط به  $f_u$  و  $f_y$  بر اساس آزمایشات انجام شده روی جان مقاطع [۴۰]..... ۴۰
- جدول ۳-۵. مقادیر میانگین و انحراف معیار مربوط به  $M_c/M_y$  و  $M_y/M_{y,p}$  [۴۰]..... ۴۰
- جدول ۳-۶. مقادیر میانگین و انحراف معیار پارامترهای مدل سازی برای مقاطع W شکل [۴۰]..... ۴۰
- جدول ۳-۷. مشخصه های آماری متغیرهای تصادفی انتخاب شده..... ۴۱
- جدول ۳-۸. ضرایب هم بستگی بین دوران ها و سرعت زوال چرخه ای [۴۰]..... ۴۲
- جدول ۳-۹. مقادیر E و  $E_{max}$  برای مقادیر مختلف  $N_{sim}$  [۲]..... ۴۳
- جدول ۳-۱۰. مجموعه رکوردهای انتخاب شده..... ۴۵
- جدول ۵-۱. احتمال ماندن در یک حالت خرابی یا گذر به حالت خرابی بدتر..... ۶۸
- جدول ۵-۲. نسبت بین احتمال فروریزش با در نظرگیری عدم قطعیت های مدل سازی، زلزله های متوالی و تغییر رکوردها..... ۷۰

# فصل اول

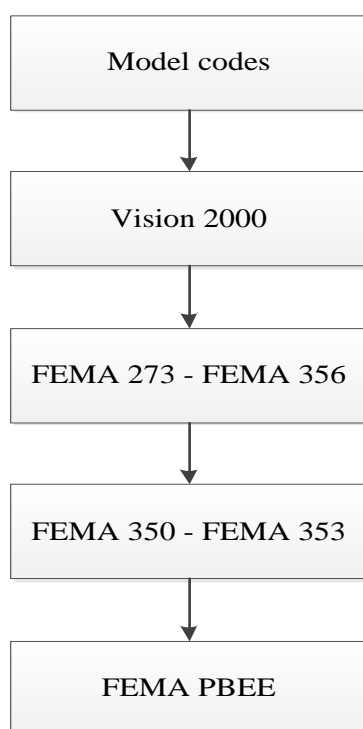
## مقدمه

از دیرباز طراحی سازه ها به منظور مقاومت در برابر زلزله مورد توجه بوده است. به این منظور آیین نامه هایی در سراسر دنیا با دو هدف عمده به وجود آمده اند:

- حفظ جان انسان ها و کاهش تلفات جانی
- حداقل کردن خسارات و هزینه های مالی

ولی مشکل عمده این آیین نامه ها طراحی اکثر سازه ها تنها در برابر سطح مشخصی از خطر لرزه ای به گونه ایست که خسارات پیش بینی شده ای در آن ها ایجاد شود. بنابراین کارفرما امکان تصمیم گیری در مورد عملکرد سازه خود در مقابل سطوح مختلف خطر لرزه ای ندارد. با توجه به محدودیت هایی که در آیین نامه های قدیمی وجود داشت، تدوین کنندگان آیین نامه های معتبر جهانی بر آن شدند که تا مفاهیم کنترل خرابی را با رویکرد جدیدتر و قابل اعتمادتری در داخل آیین نامه ها وارد کنند. همچنین آیین نامه های قدیمی به طور صریح به مساله عدم قطعیت های موجود در بر آورد تقاضا و ظرفیت نپرداخته بودند و همچنین قابلیت اطمینان طراحی در آن ها برای طراح به صورت غیر قابل کنترل منعکس شده بود.

روند پیشرفت آیین نامه های آمریکا را می توان در شکل ۱-۱ خلاصه کرد:



شکل ۱-۱. روند پیشرفت آیین نامه های آمریکل در طول زمان.

### Model Codes -1-1-1

اولین کدهای آمریکا در زمینه طراحی و بارگذاری ساختمان ها، به همراه توصیه هایی در زمینه های شکل پذیری عناصر سازه ای باربر فولادی و بتنی عبارتند از: UBC, IBC, ACI, AISC, AISCE و ... این آیین نامه ها هم اکنون هم به عنوان مرجع برای بارهای غیرلرزه ای، و برخی ارجاعات شکل پذیری در آیین نامه های لرزه ای جدید مورد استفاده قرار می گیرند. اهداف مشترک این آیین نامه ها عبارتند از:

- طراحی اجزای باربر جانبی سازه ها بر مبنای نیرویی.
- تامین ایمنی حداقل در خسارت های جانی و مالی ایجاد شده و تلاش در جهت جلوگیری از فروریزش سازه.

### Vision 2000 -2-1-1

پس از اصلاحات کوچک انجام شده در آیین نامه ها و احساس نیاز به تعریف سطوح عملکرد در آیین نامه ها به منظور شناخت و تصمیم گیری هرچه دقیق تر رفتار سازه در هنگام وقوع زلزله، پروژه Vision 2000 بر مبنای توصیه های SEAOK شکل گرفت. در این آیین نامه سطوح عملکرد مختلف بر اساس شدت های مختلف تعریف شده است.

### FEMA 273 – FEMA 356 -3-1-1

آیین نامه های FEMA 273 به عنوان اولین نسل آیین نامه های FEMA بر مبنای مفاهیم ارائه شده پروژه Vision 2000 شکل گرفت. نسل های اول این آیین نامه که بر مبنای تعریف سطوح عملکرد آورده شده بود، تنها برای بهسازی سازه های موجود فراهم شده بود؛ ولی در نسل های بعدی این آیین نامه دستورالعمل های خود را برای طراحی عملکردی سازه های جدید نیز ارائه کرد. این آیین نامه ها نیز دارای محدودیت هایی بودند مثلاً این آیین نامه ها اگرچه سطوح خطر را با دید احتمالاتی در حرکات لرزه ای می بینند ولی عدم قطعیت های ذاتی و شناختی را در رفتار سازه و خرابی و ریسک آن به خوبی منعکس نمی کند اگر چه اعمال ضرایب بار و مقاومت تا حدودی این نقص را جبران کرده است.

در تمام مراحل طراحی و اجرای سازه ها با عدم قطعیت های فراوانی روبه رو هستیم که این عدم قطعیت ها باید در نظر گرفته شوند. در این دستورالعمل ها، مهمترین مشکل دستورالعمل های قبلی، یعنی عدم قطعیت ها در سطح سازه با انجام تحلیل قابلیت اطمینان انجام شده است و برای سطح وسیعی از سازه ها در سطوح عملکردی متفاوت، ضرایب بار و مقاومت نظیر هر کدام از سطوح اطمینان آورده شده است. بنابراین اطمینان رسیدن به سطح عملکرد خاصی با احتمال مشخص، برای سطح خطر X درصد در Y سال ارائه می شود. این آیین نامه نیز محدودیت هایی داشت که عبارتند از:

- این دستورالعمل ها بیشتر روی مقادیر مهندسی سطوح عملکرد تاکید کرده در حالیکه کارفرمایان بیشتر با مفاهیمی نظیر هزینه خرابی ایجاد شده، خسارت جانی آشنایی دارند.
- این دستورالعمل ها بیشتر روی اعضای سازه ای تمرکز کرده اند، در حالیکه بسیاری از هزینه های مالی و جانی، ناشی از هزینه های غیر سازه ای است.
- FEMA 350 فقط آنچه در یک سطح عملکرد متناظر با یک سطح خطر ممکن را امتحان می کند: IO در سطح خطر ۵۰ درصد در ۵۰ سال و CP در سطح خطر ۲ درصد در ۵۰ سال.

#### FEMA PBEE – ۱-۵-۱-۱

نسل جدید دستورالعمل های<sup>۱</sup> PBEE تمام سیستم های سازه ای و تمام اهداف طراحی را تحت پروژه جدیدی بنام ATC-58 در نظر می گیرد. در این راستا برای برآوردهای صحیح از خرابی و پیامدهای آن، به طور وسیعی از اطلاعات میدانی و آزمایش های مقیاس کامل روی میزهای شبیه سازی لرزه ای بهره برده شده است.

#### FEMA PBEE – ۲-۵-۱-۱ مراحل طراحی به روش

- مرحله اول: انتخاب اهداف عملکردی: طراحی سازه با انتخاب یک یا چند هدف عملکردی آغاز می شود. هر هدف عملکردی، برای سازه حالتی را مشخص می کند که در آن ریسک های مشخص، با هزینه ناشی از پیامدهای ایجاد شده در سطوح خطر متفاوت، به عنوان معیارهای هدف قابل قبول معرفی می شوند.

<sup>1</sup> Performance Based Earthquake Engineering



- مرحله دوم: طراحی اولیه سازه: دستورالعمل با در نظر گرفتن ویژگی هایی از سازه، که به طور بارزی بر عملکرد سیستم تاثیر گذارند، به ارائه طرح اولیه برای رسیدن به هدف عملکردی مشخص شده می پردازند.

- مرحله سوم: ارزیابی عملکرد: در این مرحله روی سازه طراحی شده، چندین سری تحلیل شبیه سازی برای ارزیابی احتمالاتی عملکرد سازه انجام می شود. مراحل این تحلیل ها عبارتند از:

- مشخص کردن نیروی لرزه ای وارده با انجام تحلیل خطر
- تحلیل سازه و اعضای سازه ای برای تعیین رفتار احتمالاتی سازه و نیز شدت لرزه ای انتقال یافته به اعضای غیر سازه ای مهارشده به اجزای سازه ای.
- تعیین احتمالاتی خسارت وارده به اجزای سازه ای تحت سطوح رفتاری متفاوت
- تعیین احتمالاتی خسارت وارده به اجزای غیرسازه ای تحت تابعی از رفتار اجزای سازه ای و غیر سازه ای
- تعیین میزان هزینه های وارده ناشی از تلفات، خرابی و هزینه ناشی از تخلیه سازه به دلیل تعمیرات تحت تابعی از خسارت وارده به اجزا سازه ای و غیر سازه ای
- محاسبه کلیه خسارات وارده در دوره موردنظر تحت تابعی از شدت زلزله، رفتار اجزای سازه ای و غیر سازه ای و خسارت وابسته به آن

در مراحل تحلیل های فوق، عدم قطعیت های بسیاری در نظر گرفته می شوند. این عدم قطعیت ها عبارتند از:

- چگونگی و شدت رخداد زلزله در آینده و زمان وقوع آن
  - کیفیت ساخت و شرایط سازه در زمان وقوع زلزله
  - مقاومت، سختی و شکل پذیری مواد، اعضا و اتصالات
  - شرایط سکونت در ساختمان و حساسیت آن نسبت به عملکرد در حالت غیر عادی
  - دسترسی به طراحان و پیمانکاران برای انجام تعمیرات به دنبال وقوع زلزله
- به منظور انجام کامل تحلیل ارزیابی عملکرد سازه، می بایست توابع خطر، رفتار، خسارت و هزینه بدست آورده شوند تا در نهایت کل خسارت محتمل سازه محاسبه شود.

## ۲-۱- وقوع زلزله های متوالی

در طبیعت زلزله های قوی معمولاً با وقوع چندین پس لرزه همراه است. همچنین ممکن است در یک منطقه دو زلزله با فاصله زمانی کم با دو منبع لرزه ای متفاوت اتفاق بیفتد. پس از وقوع زلزله ها رفتارهای متفاوتی از سازه ها مشاهده می شود. بعضی از سازه ها به طور کامل تخریب می شوند و بعضی نیز عملکرد خود را حفظ میکنند ولی اکثر سازهها رفتار بینابینی دارند و متحمل خسارت هایی میشوند. برای همه سازه ها، به ویژه سازه هایی که باید بعد از زلزله عملکرد خود را حفظ کنند (مانند ساختمان های بیمارستان، آشنشانی و ...)، این پس لرزه ها می توانند با شدت های مختلف و با فاصله زمانی کم به سازه وارد شده و خسارت های سازه ای و غیرسازه ای را تشدید نمایند. در حال حاضر بین شدت، زمان وقوع و مرکز زلزله اصلی و پس لرزه ها رابطه دقیق و قابل اعتمادی وجود ندارد، از این رو اطلاع از وضعیت و رفتار سازه ای که یک زلزله را تجربه کرده و ممکن است در معرض رخداد پس لرزه یا زلزله بعدی قرار گیرد بسیار حائز اهمیت است. در منطقه ای مانند ایران که دارای لرزه خیزی بالاست وقوع زلزله های متوالی دور از انتظار نیست؛ برای مثال زلزله دوگانه اهر-ورزقان در سال ۱۳۹۱ که تلفات زیادی را به بار آورد، گواهی برای این موضوع است. زلزله متوالی نیوزلند نمونه دیگری است که ابتدا زلزله Darfield به بزرگی ۷٫۱ در ۴ سپتامبر اتفاق افتد. سپس زلزله های Christchurch به بزرگی ۶٫۲ در ۲۲ فوریه و پس لرزه ای به بزرگی ۶٫۲ رخ دادند. بر اساس گزارشات، بعد از زلزله اول فقط ساختمان های بتنی قدیمی دچار آسیب جزئی تا متوسط شده بودند ولی بعد از زلزله دوم ساختمان های بتنی جدید نیز آسیب دیده بودند. در اثر زلزله سوم حتی ساختمان هایی که در دو زلزله قبلی آسیب ندیده بودند دچار آسیب شدند و برخی ساختمان های آسیب دیده فرو ریختند. معمولاً بین این زلزله ها فاصله زمانی لازم برای تعمیر ساختمان های آسیب دیده وجود ندارد در نتیجه در اثر وقوع پس لرزه یا زلزله بعدی خرابی به صورت تجمعی انباشته می شود و سازه آسیب دیده در مقابل زلزله بعدی آسیب پذیرتر می شود و احتمال فروریزش افزایش می یابد. این امر ناشی از اهمیت موضوع در نظریه اثرات زلزله های متوالی و خرابی تجمعی ناشی از آن بر روی عملکرد سازه هاست. در حالیکه در آیین نامه های فعلی اثر رخدادهای لرزه ای متوالی روی سازه ها در نظر گرفته نمی شود.

## ۳-۱- لزوم و اهداف پایان نامه

اهمیت بالای مسائل مربوط به پایداری سازه، باعث گسترش روز افزونی در تحلیل های مربوط به طول عمر سازه شده است. همان طور که توضیح داده شد، در طول عمر سازه، سازه تحت رخدادهای لرزه ای متنوعی قرار می گیرد که ممکن است موجب زوال سازه شود. زمین لرزه ها می توانند در

طول عمر سازه باعث خرابی تجمعی در سازه شوند. بسیاری از مطالعات انجام شده که به مدلسازی تصادفی زوال سازه می پردازند، فرضی را در نظر میگیرند که در آن افزایش خرابی از یک زمین لرزه به زمین لرزه دیگر مستقل است. در حالیکه در واقعیت سازه ممکن است در طول عمر خود تحت زمین لرزه های متنوع قرار گیرد و در هر یک از این زمین لرزه ها ممکن است خرابی در سازه صورت گیرد و به تغییر شکل های ماندگار در سازه منجر شود که در این صورت سازه در هنگام وقوع زمین لرزه بعدی یک سازه آسیب دیده است که وارد یکی از حالات خرابی شده است. پس در نظر گرفتن خرابی تجمعی ناشی از زمین لرزه های متوالی مهم است. یکی از ساده ترین روش های در نظر گرفتن آسیب پذیری سازه در هر زمین لرزه، در نظر گیری حالت خرابی سازه در آن زمین لرزه می باشد. مدل سازی خرابی تجمعی در سازه را می توان بوسیله ترکیب مقادیر منحنی های شکنندگی وابسته به حالت سازه با مقادیر منحنی خطر منطقه بدست آورد. برای ارزیابی احتمالی آسیب پذیری وابسته به حالت خرابی سازه می توان از زنجیره مارکوف استفاده کرد. زنجیره مارکوف یک فرایند تصادفی بدون حافظه است بدین معنی که توزیع احتمال شرطی حالت بعد تنها به حالت فعلی بستگی دارد و به وقایع قبل از آن وابسته نیست. از این رو ویژگی های آماری سیستم در آینده قابل پیش بینی است. از طرف دیگر عدم قطعیت های زیادی در مدل سازی سازه وجود دارد که در آیین نامه های جدید FEMA PBEE این مساله مورد اهمیت قرار گرفته است. عموماً برای ارزیابی تاثیر عدم قطعیت ها از روش های مونت کارلو، FOSM<sup>1</sup> و دیگر روش ها استفاده می شود. روش مونت کارلو یک الگوریتم محاسباتی است که از نمونه گیری تصادفی برای محاسبه نتایج استفاده می کند. این روش معمولاً زمانی استفاده می شود که امکان محاسبه نتیجه دقیق با یک الگوریتم قطعی نباشد. تعداد شبیه سازی لازم در روش مونت کارلو برای حصول نتایج دقیق، معمولاً زیاد است و در نتیجه برای تحلیل داده ها زمان زیادی نیاز است. روش شبیه سازی هایپرکویب لاتین که زیر مجموعه روش شبیه سازی مونت کارلو می باشد، به تعداد نمونه کمتری نسبت به روش مونت کارلو نیاز دارد و از لحاظ زمانی بهتر است. این روش با استفاده از لایه بندی تابع توزیع احتمال متغیر تصادفی، نمونه های آماری را تولید می کند و از این نظر به تعداد نمونه کمتری نسبت به شبیه سازی مونت کارلو نیاز دارد. در این پایان نامه رفتار سازه در طول عمرش با توجه به در نظر گیری خرابی تجمعی ناشی از زلزله های متوالی و همچنین در نظر گیری عدم قطعیت در برخی از پارامترهای مدل سازی بررسی شده است.

---

<sup>1</sup> First Order Second Moment

## فصل دوم

# مرور منابع

## ۲-۱- منابع مربوط به بررسی تاثیر عدم قطعیت ها

Crowley و همکارانش [۱] تاثیر عدم قطعیت های موجود در پارامترهای مدلسازی تلفات<sup>۱</sup> را بررسی کرده اند. تشکیل مدل تلفات برای یک ناحیه شامل گردآوری اطلاعات زمین لرزه، شرایط زمین، روابط کاهندگی و شرایط ساختمان که همگی دارای عدم قطعیت هستند، می باشد. عدم قطعیت در هر یک از این مولفه ها باعث تفاوت فراوان در مدل خسارت می شود که برای این منظور از روش مبتنی بر جابه جایی برای تقریب تلفات استفاده شده است. تاثیر تغییرات سیستماتیک پارامترهایی که تقاضا (زمین لرزه) و ظرفیت (آسیب پذیری) را توصیف می کنند بر روی مدل تلفات حاصل انجام شده و نتیجه گرفته شده است که عدم قطعیت های شناختی موجود در ظرفیت تاثیر بیشتری نسبت به عدم قطعیت های مربوط به تقاضا دارد. در این مطالعه ظرفیت ساختمان بوسیله منحنی های پوش آور تخمین زده شده است و تغییر در پارامترهای ظرفیت به وسیله ی تحلیل غیرخطی المان محدود انجام شده است. با توجه به نتایج عدم قطعیت های شناختی که در انتخاب معادله ی پیش بینی زمین لرزه وجود دارد، بیشترین تاثیر را روی پارامترهای تقاضای مدل تلفات دارد. همچنین مشاهده شده است که مدل سازی غیرخطی بودن خاک تاثیر کمی روی نتایج داشته است. اهمیت مکان سایت زمانی افزایش می یابد که ساختمان دارای شکل پذیری زیاد باشد. تغییرات مقادیر میانگین که به پارامتر ظرفیت اختصاص می یابد تاثیر چشم گیری در معادلات ظرفیت دارد. پارامترهایی که عدم قطعیت های ذاتی آنها بیشترین تاثیر را در خروجی ارزیابی خسارت دارند عبارتند از: جزئیات هندسی المان های سازه ای و ضریب تجربی طول مفصل پلاستیک. تغییرات پارامترهای ظرفیت باعث افزایش تغییرات چشمگیر در نتایج مدل خسارت می شود.

یکی از متداول ترین روش ها برای ارزیابی پارامترهای پاسخ لرزه ای تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)<sup>۲</sup> است. DOLSEK، روش IDA را برای ارزیابی تاثیر عدم قطعیت های ذاتی (عدم قطعیت مربوط به رکوردها) روی پارامترهای تقاضای مهندسی به وسیله ی مجموعه ای از رکوردهای زمین لرزه به کار برده است [۲]. در این مطالعه همچنین تاثیر عدم قطعیت های مدل سازه ای در نظر گرفته شده است. عدم قطعیت هایی که در مطالعه DOLSEK در نظر گرفته شده است عبارتند از: جرم، مقاومت بتن و فولاد، عرض موثر دال، میرایی و سختی و دوران نهایی در تیرها و ستون ها. برای در نظرگیری عدم قطعیت های مدل سازی، از روش شبیه سازی هایپرکیوب لاتین<sup>۳</sup> استفاده شده است. متغیرهای تصادفی در تعداد شبیه سازی متفاوت تولید شده اند تا تعداد شبیه سازی تاثیرگذار

<sup>1</sup> Loss Modeling

<sup>2</sup> Incremental Dynamic Analysis

<sup>3</sup> Latin Hypercube Sampling

روی EDP ها مشخص شود. بر اساس مطالعه DOLSEK که بررسی یک ساختمان چهار طبقه بتن آرمه مورد بررسی گرفته است، زمانیکه تعداد شبیه سازی ها از تعداد متغیرهای تصادفی بیشتر باشد، نتایج قابل قبول است. همچنین تفاوت مطلق بین مقادیر پراکندگی، زمانیکه تعداد شبیه سازی ها از تعداد متغیرهای تصادفی بیشتر است، بسیار اندک است. علاوه بر این، تاثیر عدم قطعیت های شناختی بر روی پاسخ لرزه ای سازه زمانی که بازه ی مورد بررسی به دور از مقادیر مربوط به حالت فروریزش است تاثیر کمی دارد اما میانگین ظرفیت فروریزش کاهش می یابد.

بر اساس تحلیل حساسیت انجام گرفته توسط DOLSEK، پارامترهایی که ضریب تغییرات بزرگتری دارند تاثیر بیشتری روی پارامترهای پاسخ دارند. بر اساس مطالعه او متغیرهای تصادفی که بیشترین تاثیر را در پاسخ سازه داشتند عبارتند از: میرایی، سختی اولیه و دوران نهایی ستون ها.

Jalayer و همکارانش [۳] چارچوبی تجربی برای ارزیابی و بروزرسانی عدم قطعیت ها در مشخصات مصالح و جزئیات سازه ای ساختمان های موجود که پایه ای برای محاسبه ی ضرایب اطمینان در Eurocode8 هستند، ارائه داده اند. در مطالعه آن ها عدم قطعیت های مدل سازی به وسیله ی انجام آزمایش به روز رسانی شده است که برای این منظور از روش های احتمالی بهره برده شده است که در قدم اول توزیع احتمال اولیه برای پارامترهای دارای عدم قطعیت بر اساس اطلاعات موجود بدست می آید. در مرحله ی بعدی، توزیع اولیه پارامترهای مدلسازی و همچنین توزیع متغیرهای عملکرد سازه و قابلیت اعتماد سازه ای به وسیله روش های قابلیت اعتماد مبنی بر شبیه سازی در قالب چارچوب بیزین<sup>۱</sup> بروزرسانی می شود. به روز رسانی قابلیت اعتماد سازه ای با توجه به افزایش تعداد آزمایشات منجر به معرفی روش احتمالی مبنی بر عملکرد برای تعریف ضریب اطمینان می شود. سازه ی مورد بررسی در مطالعه Jalayer و همکارانش مدرسه ای در ایتالیا می باشد. بر اساس نتایج بدست آمده، لحاظ نمودن عدم قطعیت در پارامترهای سازه ای باعث افزایش میانگین و انحراف نسبت تقاضا به ظرفیت سازه می شود. همچنین تعداد و کیفیت اطلاعات جمع آوری شده در ارزیابی قابلیت اعتماد سازه های موجود نقش چشمگیری داشته است. همچنین نسبت تقاضا به ظرفیت با احتمال فراگذشت مشخص به عنوان ضریب اطمینان بهینه تعریف می شود.

Dolsek [۴] یک روش ساده شده برای ارزیابی خطر لرزه ای با در نظرگیری عدم قطعیت های ذاتی و شناختی برای تخمین میانگین فرکانس سالانه فراگذشت از حالت حدی مشخص ارائه داده است. ارزیابی خطر لرزه ای با در نظرگیری عدم قطعیت ها نیازمند محاسبات زیادی است و امری وقت گیر

---

<sup>1</sup> Bayesian Framework

است بنابراین ارائه ی روش های تقریبی که نیازمند محاسبات کمتر و در نتیجه سریع تر هستند، ضروری است. در این مطالعه برای تعیین پارامترهای شکنندگی تحلیل پوش اور همراه با تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه ی یک درجه آزاد معادل انجام شده است. او برای در نظرگیری عدم قطعیت های شناختی از شبیه سازی هایپرکیوب لاتین استفاده کرده است. Dolsek یک ساختمان چهار طبقه ی بتن آرمه را مورد بررسی قرار داده است. با توجه به نتایج بدست آمده از مطالعه او در نظرگیری عدم قطعیت های شناختی علاوه بر عدم قطعیت های ذاتی باعث افزایش پراکندگی و کاهش اندازه ی شدت در حالت حدی معین می شود. با بحرانی تر شدن حالت خرابی این تاثیرات بیشتر می شود.

بررسی تاثیر عدم قطعیت ها مستلزم انجام تحلیل های زیادی است که زمان بر و پر هزینه است. برای این منظور می توان روش هایی را به کار برد که نیاز به زمان و هزینه کمتری دارد. در مطالعه انجام شده توسط Kosic و همکارانش [۵] از تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش اور) برای تحلیل سازه استفاده شده و برای بررسی تاثیر عدم قطعیت از سازه SDOF معادل بهره برده شده است. در مطالعه آن ها برای ارزیابی خطر لرزه ای، تحلیل پوش اور روی سازه های متعین انجام شده است و تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی بر روی سازه های SDOF احتمالی انجام شده است که پارامترهای شکنندگی تقریبی با توجه به عدم قطعیت های مدلسازی و تغییر در رکورد ها محاسبه شده است.

بر اساس روش Kosic و همکارانش در قدم اول تحلیل پوش اور بر روی سازه متعین انجام می شود و مشخصات سازه ی SDOF معادل به دست می آید. ساده سازی عمده روش در این است که شبیه سازی عدم قطعیت ها در سطح سازه ی SDOF معادل انجام می گیرد نه خود سازه، به این منظور، سازه محتمل SDOF معرفی می شود تا تحلیل عدم قطعیت تقریبی انجام شود. در گام بعدی توسط شبیه سازی هایپرکیوب لاتین مدل های SDOF تولید می شوند و نیز برای در نظر گیری عدم قطعیت در رکوردها تعدادی رکورد انتخاب می شود. میانه شتاب طیفی در پرپود سازه ای SDOF ( $\tilde{S}_{a,LS,RU}$ ) و انحراف معیار استاندارد  $B_{LS,RU}$  بر اساس روابط (۳-۱) و (۴-۱) محاسبه می شود.

$$\beta_{LS,RU}^2 = \frac{1}{N_{sim} \cdot N_{gm}} \sum_{r=1}^{N_{gm}} \sum_{u=1}^{N_{sim}} \ln(S_{a,LS}(r,u) - \ln(\tilde{S}_{a,LS,RU}))^2 \quad (1-2)$$

$$P_{LS} = \exp[0.5k^2 \beta_{LS,RU}^2] H(\tilde{S}_{a,LS,RU}) = \exp[0.5k^2 \beta_{LS,RU}^2] k_0 \tilde{S}_{a,LS,RU}^{-k} \quad (2-2)$$

در قدم آخر، میانگین فرکانس سالانه فروگذشت از حالت حدی توسط رابطه (۵-۱) محاسبه شده است که  $P_{LS}$  میانگین فرکانس فروگذشت از حالت حدی  $LS$  و  $K$  و  $K_0$  شیب و عرض از مبدا منحنی خطر در مقیاس لگاریتمی است.

$$\tilde{S}_{a,LS,RU} = e^{\frac{1}{N_{sim} \cdot Ngm} \sum_{r=1}^{Ngm} \sum_{u=1}^{N_{sim}} \ln(S_{a,LS}(r,u))} \quad (3-2)$$

در مطالعه Kosic و همکارانش ده سازه که بر اساس آیین نامه طراحی شده اند و ده سازه قدیمی (غیر شکل پذیر) جهت انجام تحلیل انتخاب شده اند. جرم، مقاومت مصالح، عرض موثر دال، دوران نهایی و تسلیم مفاصل پلاستیک در تیرها و ستون‌ها، نسبت میرایی، مقاومت برشی و دوران نهایی در گسیختگی برشی به عنوان متغیرهای تصادفی انتخاب شده اند. سه سطح ارزیابی جهت انجام مقایسه استفاده شده است. سطح ۱ همان روش پیشنهادی است که شامل تحلیل پوش اور مدل متعین و تحلیل عدم قطعیت توسط سازه SDOF احتمالی. ارزیابی سطح دو بر اساس تحلیل عدم قطعیت، شامل شبیه سازی در سطح کلی سازه به وسیله تحلیل های پوش اور برای ساختمان های طراحی شده بر اساس آیین نامه و تحلیل پوش اور تکراری برای قاب های قدیمی می باشد. محاسبه شتاب طیفی حالت های مرتبط با ارزیابی سطوح یک و دو بر اساس تحلیل دینامیکی غیر خطی مدل های SDOF معادل است.

برای حصول میانگین فرکانس فرو ریزش سالانه نتایج حاصل از منحنی های شکنندگی با منحنی خطر ادغام شده است که مقدار فرکانس فرو ریزش سالانه با در نظر گیری عدم قطعیت های مدلسازی افزایش می یابد که این افزایش در مطالعه ی انجام شده ۱,۴ تا ۲,۶ برابر است. ضرایب تغییرات مربوط به مقادیر شکل پذیری با توجه به در نظر گیری عدم قطعیت های مدلسازی با توجه به نوع حساسیت ساختمان به مکانیزم پلاستیک ممکن است به شدت افزایش یابد. با توجه به مطالعه انجام گرفته شده، روش تقریبی برای ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه ها نتایج محافظه کارانه تری نسبت به روش دقیق (تحلیل دینامیکی غیر خطی) ارائه داده است.

Engen و همکارانش [۶] تاثیر عدم قطعیت های مدلسازی سازه های بتنی بزرگ را که با المان محدود غیر خطی تحلیل شده اند، بررسی کرده اند. عدم قطعیت های مدلسازی بر اساس مدل بیزین و روشی برای توصیف مود شکست برای مطالعه تاثیر عدم قطعیت های فیزیکی روی عدم قطعیت های مدل سازی ارزیابی شده اند.



عدم قطعیت های ذاتی مختلفی در رابطه با زمین لرزه ها و تخمین پاسخ سازه ای وجود دارد که در ارزیابی خسارت قابل چشم پوشی نیست. Souse و همکارانش [۷] در سال ۲۰۱۶ تاثیر عدم قطعیت های مربوط به مصالح هندسی و تغییر رکوردها بر روی مدل های شکنندگی برای تخمین خسارت ساختمان ها را بررسی کرده اند. یکی از چالش های بزرگ در تخمین پاسخ سازه ای با استفاده از روش های تحلیلی انتخاب اندازه شدت لرزه ای و زلزله ورودی است. بر اساس مطالعات تعدادی از مشخصه های زمین لرزه مانند محتوای فرکانسی، شکل طیفی، ماکزیمم حرکت زمین و تداوم زلزله پاسخ سیستم های غیر خطی را به طور چشمگیر تحت تاثیر قرار داده اند که نمودی از عدم قطعیت تغییر رکورد زمین لرزه است. اندازه شدت باید شامل ویژگی کارایی که توانایی اندازه شدت برای پیش بینی پاسخ لرزه ای با انحراف معیار کم برای مجموعه ای از رکوردها است و کفایت که عدم وابستگی پاسخ به پارامترهایی غیر از مقدار اندازه شدت مورد نظر را تامین می کند. در بسیاری از مطالعات عنوان شده است که هیچ یک از اندازه های شدت استفاده شده با توجه به توزیع مشخصات زمین لرزه ها مانند بزرگی و فاصله در سایت مورد نظر کافی نیستند بنابراین برای تعیین تغییرات پاسخ سازه ای برای سطح لرزه ای مشخص انتخاب رکورد باید بر اساس مکانیزی باشد که میانگین و انحراف معیار پارامتری که شدت را تعریف می کند قابل پیش گویی باشد. به این منظور از روش اندازه شدت مشروط تعمیم یافته (GCIM) برای انتخاب رکوردها استفاده شده است. در مطالعه Souse و همکارانش قاب های بتنی ۵،۲ و ۸ طبقه مورد مطالعه قرار گرفته اند و همچنین صدها مدل سازه ای به وسیله شبیه سازی مونت کارلو تولید شده اند تا عدم قطعیت های مربوط به مصالح و هندسه مورد بررسی قرار گیرد. تحلیل غیرخطی ۱۰۰ مدل سازه ای برای هر زمین لرزه ای انتخاب شده انجام شده است و احتمالات فراگذشت از حالت خرابی مشخص برای هر رکورد محاسبه شده است. بر اساس مطالعه آن ها مشخصات زمین لرزه مانند محتوای فرکانسی و شکل طیفی، ماکزیمم حرکت زمین و تداوم به طور چشمگیری پاسخ غیرخطی سیستم های سازه ای را تحت تاثیر قرار می دهند.

در مطالعه ای که توسط Gokkaya و همکارانش [۸] انجام گرفته، تاثیر عدم قطعیت های مدل سازی در تقاضای جا به جایی لرزه ای و خطر فرو ریزش سازه ها بررسی شده است. آن ها تعدادی سازه ی شکل پذیر و غیرشکل پذیر را در نظر گرفته اند و تاثیر عدم قطعیت های مدلسازی را در رفتار این سازه ها بررسی کرده اند. در این مطالعه برای بررسی عدم قطعیت ها نمونه های مختلفی از هر سازه توسط شبیه سازی هایپرکویب لاتین تولید شده و مجموعه ای از زمین لرزه ها سازگار با شرایط ساختگاه انتخاب شده اند. سی سازه بتنی شکل پذیر در منطقه لس آنجلس که دارای خطر لرزه پذیری بالاست، مورد بررسی قرار گرفته اند. تعداد طبقات این سازه ها از ۱ تا ۲۰ طبقه است.

شش پارامتر که منحنی لنگر- دوران مفاصل را توصیف می کند عبارتند از: پنج متغیر تصادفی مربوط به منحنی پایه است و پارامتر آخر ظرفیت استهلاک انرژی چرخه ای را توصیف می کند که عبارتند از: مقاومت تسلیم ( $M_y$ )، نسبت لنگر ماکزیمم و ظرفیت لنگر تسلیم ( $M_c/M_y$ )، سختی اولیه موثر ( $EI_{stf,40}/EI_g$ )، ظرفیت دورانی پلاستیک ( $\theta_{cap,pl}$ )، ظرفیت دورانی بعد از سخت شدگی ( $\Theta_{pc}$ ) و ظرفیت استهلاک انرژی برای سختی چرخه ای و مقاومت زوال. برای ساختمان های غیر شکل پذیر، عدم قطعیت ها در پارامتر های برشی و محوری ( $V_n$ ,  $\delta_s/L$ ,  $\delta_a/L$ ) به عنوان متغیرهای تصادفی می باشد. همچنین نسبت میرایی، سختی دورانی پای ستون ها ( $K_f$ ) و مقاومت برشی گره ها ( $V_j$ ) به عنوان پارامترهای دارای عدم قطعیت انتخاب شده اند.

در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی باعث شده است که میانه ظرفیت فرو ریزش کاهش یابد و پراکندگی افزایش یابد. ماکزیمم کاهش در  $\theta_{C,T}/\theta_{C,RTR}$  ۲۰٪ می باشد و افزایش  $\beta_{C,T}/\beta_{C,RTR}$  بین ۱۰ تا ۷۰ درصد می باشد. سازه هایی که دارای تغییرات کم در پراکندگی می باشند، کاهش زیادی در میانه ظرفیت فرو ریزش دارند و برعکس. قاب های شکل پذیر و شکل پذیر با طبقات نرم دارای تغییر بیشتر در میانه ظرفیت فرو ریزش در مقایسه با دیگر سازه ها هستند. تغییر در میانه و پراکندگی ناشی از عدم قطعیت های مدل سازی می تواند با نتایج منحنی های شکنندگی و منحنی خطر لرزه ای ترکیب شود تا تغییر در میانگین فرکانس فرو ریزش به دست آید. نسبت  $\lambda_{C,T}/\lambda_{C,RTR}$  برای ۳۳ ساختمان بررسی شده است. میانگین نسبت سرعت فرو ریزش حدود ۱,۸ با ضریب تغییرات ۰,۲ به دست آمده است که نشان می دهد که مدل سازی عدم قطعیت ها خطر فرو ریزش را تا ۸۰٪ افزایش می دهد.

Iervolino [۹] تکنیک هایی را برای بیان کمی عدم قطعیت هایی که با تغییر رکورد به رکورد کاهش می یابند، ارائه کرده است تا بتوان احتمال تلفات لرزه ای را بهتر ارزیابی کرد.

## ۲-۲- منابع مربوط به بررسی زلزله های متوالی

در چارچوب مهندسی زلزله بر اساس عملکرد رویکردهایی که در آن رخداد های لرزه ای کوچک منجر به آسیب سازه می شوند و در واقع وقوع بحرانی رخدادها باعث می شود که خرابی سازه به صورت تجمعی در طی چند رخداد لرزه ای انباشته شود، در نظر گرفته نمی شود. در حالیکه در طبیعت ممکن است سازه تحت چند زلزله متوالی قرار گیرد. تحلیل سازه در طول عمر مفید خود نیازمند در نظر گیری مدل سازی تنزل سازه است. عواملی مانند کهولت و بارهای اضافی وارد بر سازه می تواند باعث زوال سازه شود. از عوامل مهم در تنزل سازه ها قرار گیری آنها تحت اثر چندین

زلزله است. مطالعات زیادی در این زمینه انجام گرفته است که تعدادی از این مطالعات بررسی شده است.

Yaghmaei و Ruiz Garcia [۱۰] در سال ۲۰۱۶ پاسخ غیرخطی سیستم های تک درجه ای آزاد را تحت زلزله های متوالی اهر-ورزقان بررسی کرده اند. در این مطالعه ابتدا توزیع انرژی و محتوای فرکانس رکورد زلزله اهر-ورزقان به وسیله ی تبدیل ویولت بررسی شده است. سپس نتایج پاسخ غیرخطی سیستم های SDOF به این رکورد بررسی شده است. پاسخ غیرخطی در غالب ضریب کاهش مقاومت شکل پذیری و ضرایب جابجایی غیر الاستیک بررسی شده است. نتایج تحلیل زمان-فرکانس رکوردها نشان می دهد که تکرار زمین لرزه با مشخصات زمان-فرکانس یکسان برای تولید توالی های مصنوعی زلزله مناسب نیست. همچنین بر اساس نتایج بدست آمده معادلات تجربی در پدیده های طولانی نمی توانند به طور دقیق مقادیر R و IDR را تخمین بزنند. در منطقه ی مطالعه شده مقادیر R حدودا ۵۰٪ از مقداری که از روابط تجربی بدست آمده، کمتر هستند.

Amadio و همکارانش نیز در سال ۲۰۰۳ [۱۱] پاسخ غیرخطی سیستم های یک درجه آزاد را تحت زلزله های متوالی بررسی کرده اند. نتایج در قالب طیف پاسخ شبه شتاب، ضریب رفتار (q) و پارامترهای خرابی بررسی شده است. این بررسی در مورد انواع سیستم های سازه ای انجام شده و بر اساس نتایج بدست آمده رخدادهای متوالی باعث خرابی تجمعی چشمگیر و در نتیجه کاهش فاکتور Q می شود. همچنین پارامترهایی مانند پریرود سازه، نوع زمین لرزه و سطح شکل پذیری بر پاسخ تاثیر ندارند. همچنین با توجه به نتایج حاصله از سیستم های SDOF مدل EPP<sup>۱</sup> نسبت به مدل های کلاف، EPH، EPD و DS باعث کاهش بیشتری در فاکتور Q می شود.

Di Sarno [۱۲] در سال ۲۰۱۳ تاثیر زلزله های متوالی را بر روی سازه ی غیر الاستیک بتنی بررسی کرد. طیف شکل پذیری غیرخطی برای پاسخ شتاب در کنار فاکتور کاهش نیرو مورد بررسی قرار گرفته است. در این مطالعه نیز مانند مطالعات قبلی نتیجه گرفته شده است که ضریب کاهش نیرو در مورد سازه های بتنی مورد بررسی کاهش می یابد.

Hatzigeorgiou و Liolios [۱۳] در سال ۲۰۱۰ پاسخ غیرخطی قاب های دوبعدی بتنی را تحت چهل و پنج زلزله ی متوالی بررسی کردند. اکثر آیین نامه های جدید طراحی لرزه ای بر اساس رفتار غیرخطی سازه ها تدوین شده اند. با این وجود این آیین نامه ها نقص هایی نیز دارند؛ یکی از این نقص ها تشخیص غیرواقعی رفتار سازه است. ولی دومین نقص عدم در نظرگیری زلزله های متوالی

<sup>1</sup> Elastic-Perfect Plastic

است. در این مطالعه بررسی پاسخ غیرخطی سازه های بتنی تحت زلزله های متوالی برای نخستین بار انجام شده است زیرا اکثر مطالعه های پیشین سازه های SDOF را مورد بررسی قرار داده بودند. در این مطالعه ۵ رکورد واقعی که در یک ایستگاه گردآوری شده و همگی دارای جهت یکسان هستند استفاده شده و همچنین از چهل رکورد مصنوعی برای تحلیل قاب های بتنی ۸ طبقه استفاده شده است. قاب های مورد بررسی شامل دو گروه منظم و نامنظم در مقطع بودند. برای تحلیل تاریخچه ی زمانی قاب ها از نرم افزار RUAUMOKO استفاده شده است. در مطالعه Hatzigeorgiou و Liolios پارامترهایی مانند آسیب سازه ای کلی و محلی، جابجایی ماکزیمم، نسبت های جابجایی نسبی طبقه ها و گسترش مفاصل با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) بررسی شده اند. با توجه به مطالعه انجام شده، نتایج زیر حاصل شده است:

- زلزله های متوالی نیازمند تقاضاهای جابجایی نسبی بیشتری در مقایسه با رخداد های لرزه ای تکی هستند. علاوه بر این خرابی لرزه ای برای مواقعی که سازه تحت زلزله های متوالی قرار می گیرد بیشتر است. بنابراین در طراحی سازه ها باید زلزله های متوالی در نظر گرفته شود.
- زلزله های متوالی به طور چشمگیری تشکیل و توزیع مفاصل پلاستیک را تحت تاثیر قرار می دهد.
- همچنین با توجه به نتایج حاصله از تحلیل IDA پاسخ متفاوتی از حالتی که فقط سازه تحت یک زلزله تحلیل می شود به دست آمده است.
- تقاضای شکل پذیری سازه ها تحت زلزله های متوالی افزایش می یابد.
- همچنین می توان روابطی برای تخمین تقاضاهای شکل پذیری تحت زلزله های متوالی با توجه به نتایج حاصله از زلزله های تکی ارائه داد.

Faisal و همکارانش [۱۴] در سال ۲۰۱۲ تاثیر زلزله های متوالی را روی تقاضای شکل پذیری قاب های بتنی غیرخطی سه بعدی بررسی کرده اند. برای این منظور قاب های سه، شش، دوازده و هجده طبقه با ضرایب رفتار ۱/۵، ۲، ۴ و ۶ بر اساس آیین نامه های Eurocode8 در نظر گرفته اند. همچنین زوال مقاومت و سختی در مفاصل پلاستیک المان ها در نظر گرفته شده است. بر اساس نتایج این مطالعه تاثیر زلزله های متوالی روی تقاضای شکل پذیری ماکزیمم طبقات که دارای ضریب رفتار  $q < 2$  هستند کم و قابل چشم پوشی هست. هرچه ضریب رفتار افزایش می یابد، اثر زلزله های متوالی روی تقاضای شکل پذیری ماکزیمم در طبقات پایین سازه افزایش می یابد. در مطالعه Faisal و همکارانش در کل زلزله های متوالی باعث شده اند که تقاضای شکل پذیری در مورد سازه های

شکل پذیری متوسط ( $1.5 < q \leq 4$ )، ۱٫۴ برابر و در مورد سازه های با شکل پذیری زیاد ( $6 > q \leq 4$ ) ۱٫۳ برابر افزایش یابد.

Polese و همکارانش [۱۵] در سال ۲۰۱۲ منحنی های شکنندگی وابسته به حالت را برای ساختمان های موجود ارائه کرده اند. رفتار لرزه ای ساختمان های آسیب دیده می تواند تابعی از ظرفیت باقی مانده ی (Rec) که با خرابی سازه کاهش می یابد، بیان شود. Rec را می توان تعبیری از میانه مقدار منحنی های آسیب پذیری فروریزش بیان کرد که تغییرات آن نسبت به خرابی نمایانگر افزایش آسیب پذیری سازه است. همچنین کاهش Rec بیانگر کاهش امنیت لرزه ای ساختمان بعد از یک زمین لرزه است که می توان در مورد تعمیر کردن یا مقاوم سازی ساختمان بعد از زلزله اظهار نظر کرد. در مطالعه Polese و همکارانش برای بررسی رفتار سازه ی آسیب دیده از تحلیل پوش اور با توجه به اصلاح مفاصل پلاستیک (شامل سختی، مقاومت، تغییر مکان نسبی ماندگار) استفاده شده است. با توجه به نتایج آزمایشگاهی برای تقاضای شکل پذیری ۵ ضریب اصلاح سختی ( $\lambda_k$ ) ۲۰٪ کاهش پیدا کرده است در حالی که تغییر مکان نسبی ماندگار (RD) حدود دو برابر دوران تسلیم المان می باشد. ظرفیت پسماند برای حالت آسیب ندیده سازه و همچنین حالات آسیب دیده شامل خرابی محدود، متوسط و زیاد محاسبه شده است. بر اساس نتایج بدست آمده تغییر مکان های نهایی در سازه هایی که دارای حالت خرابی محدود یا متوسط هستند در مقایسه با سازه بدون آسیب تغییر زیادی نمی کند ولی ظرفیت شکل پذیری در سازه های آسیب دیده کمتر است. در مورد حالت خرابی متوسط تحلیل ها نشان می دهد که مکانیزم های محلی آسیب بیشتری نسبت به مکانیزم های کلی ایجاد می کنند.

Luco و همکارانش [۱۶] در سال ۲۰۰۴ روشی را برای محاسبه ی ظرفیت پسماند ارائه دادند. برای محاسبه ی ظرفیت پسماند می توان از تحلیل غیرخطی استفاده کرد. اما زمانی که نیاز به تصمیم گیری سریع بعد از زمین لرزه ی اصلی باشد این نوع تحلیل به علت زمان بر بودن مناسب نیست. در این مطالعه ابتدا تحلیل استاتیکی پوش اور انجام شده و سپس به وسیله ی ابزار (SPO2IDA) پاسخ دینامیکی تخمین زده شده است.

Li و Ellingwood [۱۷] عملکرد و خرابی قاب های فولادی را تحت توالی زمین لرزه و پس لرزه بررسی کرده اند. در این مطالعه پتانسیل پس لرزه برای ایجاد خرابی تجمعی در قاب های فولادی مورد ارزیابی قرار داده شده است. در این مطالعه برای تحلیل سازه از روش (EUMRHA)<sup>۱</sup> که توسط

<sup>1</sup> Enhanced Uncoupled Modal Response History Analysis

Chopra و Goel [۱۸] پیشنهاد شده است، استفاده شده است. استفاده از این روش تحلیل در مطالعه Ellingwood و Li سبب کاهش زمان تحلیل نسبت به تحلیل دینامیکی غیرخطی شده است (حدود ۳٪ زمان تحلیل دینامیکی غیرخطی در مورد ساختمان سه طبقه و ۵٪ زمان تحلیل دینامیکی غیرخطی در مورد ساختمان بیست طبقه). بر اساس مطالعه ی آن ها دامنه و محتوای فرکانسی پس لرزه تاثیر چشم گیری روی حالت خرابی سازه دارد. در مطالعه Li و Ellingwood پس لرزه ها یا به صورت مقیاس شده ی زمین لرزه ی اصلی فرض شده اند یا به صورت تصادفی برای هر زمین لرزه اصلی انتخاب شده اند. زمانی که پس لرزه ها به صورت تصادفی انتخاب شده اند، حالت خرابی اولیه بر اثر پس لرزه به خرابی اولیه ناشی از زمین لرزه اصلی مرتبط هست. همچنین جابجایی نسبی بدست آمده تحت پس لرزه ای که مقیاس شده زمین لرزه ی اصلی است، دست بالاست زیرا پس لرزه دارای همان محتوای فرکانس زمین لرزه ی اصلی است.

Goda [۱۹] در سال ۲۰۱۲ برای ارزیابی پتانسیل خرابی غیرخطی ناشی از پس لرزه ها، تاثیر پس لرزه ها را روی تقاضای شکل پذیری ماکزیمم سیستم های SDOF غیرخطی با استفاده از رکوردهای واقعی و مصنوعی بررسی کرده است. زلزله های متوالی واقعی از K-net و kik-net که منبع داده های زلزله های ژاپن است، گرفته شده است. همچنین توالی های زمین لرزه-پس لرزه های مصنوعی بر اساس قانون Omori و روش انتخاب مناسب پس لرزه (بزرگی، فاصله و نوع طبقه بندی سایت) ایجاد شده اند. در این مقاله دقت استفاده از زمین لرزه-پس لرزه های مصنوعی ایجاد شده بوسیله مقایسه مشخصه های احتمالی تقاضای شکل پذیری ماکزیمم ارزیابی شده است. در ایجاد رکوردهای مصنوعی برای تولید زمان وقوع و بزرگی پس لرزه ها از روش مونت کارلو بر مبنای قانون Omori استفاده شده است و سپس رکوردهای مناسب با ویژگی های پس لرزه هدف انتخاب شده اند.

ارزیابی پتانسیل خرابی غیرخطی ناشی از پس لرزه ها با استفاده از توالی های واقعی نشان می دهد که تقاضای شکل پذیری ماکزیمم حدود ۵٪ تا ۲۰٪ با توجه به پیوند لرزه ای و مشخصات چرخه ای سیستم سازه ای افزایش می یابد. همچنین تقاضای شکل پذیری ماکزیمم بین زمین لرزه-پس لرزه و زمین لرزه اصلی بستگی به بزرگی زمین لرزه دارد چرا که زمین لرزه های قوی تر باعث ایجاد پس لرزه های مهم بیشتری می گردد. همچنین این نسبت بستگی به مشخصات طیفی زمین لرزه و پس لرزه ها دارد. حاکمیت زمین لرزه اصلی با دامنه های بزرگتر نسبت تقاضای شکل پذیری ماکزیمم را کاهش می دهد در حالیکه پس لرزه با شتاب طیفی بزرگ باعث افزایش نسبت تقاضای شکل پذیری ماکزیمم می شود. همچنین بر اساس نتایج بدست آمده تقریب تقاضای شکل پذیری ماکزیمم با استفاده از پس لرزه های واقعی و یا مصنوعی که با استفاده از قوانین Omori انتخاب شده اند برای

ترکیب های مختلف پرپوده های لرزه ای سطوح لرزه ای مختلف و مشخصه های چرخه ای تقریباً یکسان هستند و در نتیجه پس لرزه هایی که با قانون Omori ایجاد شده اند می توانند در صورت نبود پس لرزه های واقعی استفاده شوند.

در مطالعه ای که توسط Iervolino و همکارانش [۲۰] انجام شده است راه حلی مبتنی بر قابلیت اعتماد برای سیستم های یک درجه آزاد الاستیک-پلاستیک با توجه به خطر لرزه ای پس لرزه ها ارائه شده است. در این مطالعه خرابی تجمعی به وسیله ی فرایند تصادفی تعریف شده است که متغیرهای تصادفی عبارتند از: زمان وقوع، شدت زمین لرزه و خرابی سازه ای که در هر پس لرزه ایجاد می شود.

در مطالعه ای که توسط Ebrahimi و همکارانش [۲۱] در سال ۲۰۱۴ انجام شده است یک متغیر عملکرد وابسته به زمان که به عنوان افزایش تقاضای ماکزیمم ناشی از آخرین رخداد در توالی لرزه ای تعریف می شود که تغییر در عملکرد سازه ای را نشان می دهد. احتمال اولین فراگذشت از حالت حدی در بازه ی ۲۴ ساعته به عنوان نمایانگر خطر وابسته به زمان در نظر گرفته شده است. شکنندگی های وابسته به رخداد لرزه ای به وسیله ی رگرسیون خطی لگاریتمی متغیر عملکرد سازه ای در برابر شدت لرزه ای تحت توالی های مختلف لرزه ای تخمین زده شده اند. احتمالات اولین فراگذشت از حالت حدی بر اساس مجموع شکنندگی های وابسته به رخداد و خطر شتاب طیفی محاسبه شده اند. در مطالعه Ebrahimi و همکارانش زلزله های متوالی L'Aquila 2009 ایتالیا مورد بررسی قرار گرفته است.

با توجه به نتایج بدست آمده متغیر عملکرد سازه ای پیشنهاد شده که نسبت افزایش تقاضای ماکزیمم به ظرفیت حالت حدی کاهش یافته است، همبستگی مناسبی با اندازه شدت شتاب طیفی پس لرزه ها دارد. همچنین شتاب طیفی مربوط به پرپود سازه ی آسیب دیده در زمین لرزه ی اصلی همبستگی بهتری با تغییر عملکرد وابسته به زمان پیشنهادی دارد. همچنین پیش بینی های ریسک روزانه خیلی حساس به روش انتخاب توالی های لرزه ای نیستند.

Raghunandan و همکارانش [۲۲] آسیب پذیری ساختمان های بتن آرمه شکل پذیر در کالیفرنیا را به وسیله ی تحلیل دینامیکی افزایشی بررسی کرده اند. در این مطالعه منحنی های شکنندگی برای ساختمان بدون آسیب و صدمه دیده تهیه شده است. در مطالعه ی انجام شده تاثیرگذاری نوع اندازه گیری خرابی فیزیکی بررسی شده است. پاسخ هر سازه به وسیله ی مدل MDOF غیرخطی که قادر به در نظرگیری زوال سختی و مقاومت اعضای سازه در حین پیشرفت خرابی است، شبیه سازی شده است. با توجه به نتایج این مطالعه مقادیر مربوط به منحنی شکنندگی بدست آمده بعد از پس لرزه

به طور چشمگیری زمانی که سازه در زمین لرزه ی اصلی آسیب می بیند، افزایش می یابد. در حالیکه زمانی که سازه در زمین لرزه ی اصلی به صورت جزئی آسیب ببیند شکنندگی ناشی از پس لرزه تاثیر زیادی نمی پذیرد. همچنین با توجه به نتیجه بدست آمده ماکزیمم جابجایی نسبی بین طبقه ای بهترین شاخص اندازه گیری خرابی است [۲۲]. علاوه بر این بکارگیری سازه های MDOF در بررسی شکنندگی تحت پس لرزه ها مهم است زیرا چندین مورد خرابی می تواند اتفاق بیفتد.

Ruiz-Garcia و Aguilar [۲۳] در سال ۲۰۱۴ ارزیابی لرزه ای سازه ها تحت پس لرزه را با در نظرگیری جابجایی های نسبی ماندگار ناشی از زمین لرزه ی اصلی را بررسی کرده اند. در این مقاله تاثیر منابع اضافی سختی و مقاومت (قاب های ثقلی داخلی و مشارکت دال) و قطبیت پس لرزه ها بررسی شده است. با توجه به نتایج بدست آمده تحت بعضی توالی های لرزه ای ظرفیت فروریزش پس لرزه از ظرفیت فروریزش زمین لرزه ی اصلی بیشتر بوده است. همچنین ظرفیت پس لرزه ی مربوط به خرابی (۲٪ جابجایی نسبی بین طبقه ای ماندگار) کمتر از ظرفیت مربوط فروریزش است. این ظرفیت با توجه به کاهش جابجایی نسبی ماندگار بعد از پس لرزه افزایش می یابد.

Han و همکارانش [۲۴] در سال ۲۰۱۳ خطر لرزه ای ساختمان های بتن مسلح غیرشکل پذیر دارای جداساز پایه را بررسی کرده اند. ساختمان های بتنی که قبل از ۱۹۷۰ در آمریکا ساخته شده اند غیرشکل پذیر هستند از این رو بهسازی لرزه ای این ساختمان ها برای کاهش تلفات تحت زمین لرزه های احتمالی مهم است. یکی از روش های بهسازی، استفاده از جداساز پایه است که به طور چشمگیری تغییر شکل و شتاب رو سازه را کاهش می دهد. در این مطالعه عملکرد سازه ی بهسازی نشده و سازه ی دارای جداساز پایه به وسیله ی روش های احتمالاتی ارزیابی خطر لرزه ای بررسی شده است. در این مطالعه هر دو نوع عدم قطعیت ذاتی و شناختی در نظر گرفته شده است. همچنین سی و دو زمین لرزه-پس لرزه برای در نظر گیری تاثیر پس لرزه ها در تقاضا (تغییر شکل یا شتاب) انتخاب شده است. در مورد ساختمان بهسازی شده مقاومت فشاری بتن، مقاومت تسلیم فولاد، نسبت میرایی ویسکوز و یا پارامترهای مدل گره های تیر و ستون و در مورد ساختمان دارای جداساز پایه سختی بعد از مقاومت اولیه، مقاومت مشخصه اولیه، زمان سرویس و دما به عنوان پارامترهای دارای عدم قطعیت انتخاب شده اند. با توجه به تحلیل حساسیت انجام شده در این مطالعه میرایی ویسکوز، مقاومت فشاری بتن، تنش تسلیم فولاد و پارامترهای مربوط به گره تیر و ستون ها بیشترین تاثیر را روی تقاضای لرزه ای سازه ی بهسازی نشده داشته اند.

در مورد سازه ی دارای جداساز پایه دما تاثیر چشمگیری روی تقاضای لرزه ای داشته است. همچنین جداسازی پایه روش موثر در کاهش خطر لرزه ای برای سطوح خرابی گسترده شناخته شد. برای



مثال احتمالات فراگذشت ۵۰ ساله از سطوح CD و ED به طور چشمگیری کاهش پیدا کرده است. همچنین پس لرزه ها باعث افزایش تقاضای لرزه ای ساختمان های مورد مطالعه، شده است. Jeon و همکارانش [۲۵] در سال ۲۰۱۵ چارچوبی برای مشخص کردن آسیب پذیری سازه ی صدمه دیده در زمین لرزه ی اصلی در مقابل پس لرزه را ارائه داده اند. بر اساس مطالعه آن ها گام های زیر جهت دست یابی به هدف مورد نظر به کار گرفته شده است:

۱- مدل قاب های احتمالی ایجاد شده اند.

۲- حالت خرابی اولیه ناشی از زمین لرزه ی اصلی مشخص شده است.

۳- زمین لرزه های اصلی و پس لرزه ها انتخاب شده اند.

۴- تحلیل های زمین لرزه-پس لرزه انجام شده اند.

۵- مدل های احتمالی تقاضای پس لرزه و منحنی های شکنندگی برای سازه ی آسیب دیده رسم شده است.

در مطالعه Jeon و همکارانش ساختمان های چهار ، هشت و دوازده طبقه ی بتن آرمه قدیمی کالیفرنیا مورد بررسی قرار گرفته اند. برای محاسبه ی توابع شکنندگی پس لرزه برای سازه ی آسیب دیده از روش ابر (cloud method) استفاده شده است. همچنین روش مقیاس کردن برای شبیه سازی حالات خرابی مختلف ساختمان که شامل تولید پس لرزه با استفاده از زمین لرزه اصلی می باشد به کار گرفته شده است. نتایج نشان می دهد که هرچه ساختمان در زمین لرزه ی اصلی بیشتر آسیب ببیند، احتمال اینکه سازه بعد از وقوع پس لرزه به حالت خرابی شدیدتر برسد بیشتر می شود. با توجه به نتایج حاصل، آسیب پذیری با افزایش ارتفاع افزایش می یابد که این امر ناشی از گسترش توزیع مکانیزم پاسخ غیرالاستیک ساختمان می باشد.

Abdelnaby و Hosseinpour [۲۶] در سال ۲۰۱۶ تاثیر جنبه های مختلف زمین لرزه ها را روی رفتار غیرخطی سازه های بتن مسلح بررسی کرده اند. مدل های پلاستیک سیستم های متمرکز به طور گسترده برای نمایش رفتار سازه های MDOF تحت توالی های لرزه ای استفاده می شوند. این مدل ها با این که از نظر محاسباتی گران نیستند ولی نمی توانند زوال سختی و مقاومت محلی را در نظر بگیرند. در این مدل ها طول مفاصل پلاستیک صفر فرض می شود و به جز اتصال تیر-ستون بقیه ی قسمت های سازه فرض می شود که رفتار الاستیک دارند. برای غلبه بر این نقص ها استفاده از مدل های فایبر توسط محققان پیشنهاد شده است [۲۷، ۲۸ و ۲۹]. در مدل فایبر، مقطع به مصالح

و قسمت های مختلف تقسیم می شود. برای هر مصالح مدل های مختلف که تاثیرات زوال را در نظر می گیرند، به کار برده می شود. استفاده از مدل فایبر باعث می شود که زوال محلی در بتن و میلگردها مدل شوند. بسیاری از مطالعات حاضر برای بررسی رفتار سازه تحت زلزله های متوالی از رکوردهای مصنوعی و یا رکوردهای تکرار شونده استفاده می کنند. از آنجایی که مشخصات زمین لرزه و پس لرزه مانند بزرگی، شدت، محتوای فرکانسی و مدت زمان تداوم متفاوت هستند و مشخصات زمین لرزه ها در محل های مختلف متفاوت هستند، استفاده از زلزله های مصنوعی قابل اعتماد نیست. برای غلبه بر این مشکلات از رکوردهای ثبت شده برای بررسی سازه های بتنی استفاده شده است. دو ساختمان بتنی هشت طبقه ی منظم و نامنظم در مقطع انتخاب شده است که به وسیله ی نرم افزار Zeus-NL مدل شده اند. پاسخ غیرخطی سازه ها تحت چهل و هشت رکورد متوالی واقعی Christchurch بررسی و تاثیر نامنظمی، خرابی ناشی از زلزله های قبلی، قطبیت پس لرزه، مولفه ی قائم زلزله و جهت زلزله ارزیابی شده است.

بر اساس نتایج به دست آمده از مطالعه حسین پور و عبدالنبی تاثیر خرابی ناشی از رخداد های لرزه ای قبلی در سازه های نامنظم مهمتر است و میانگین افزایش تغییر شکل های ماندگار تحت زلزله های متوالی دو برابر ساختمان های منظم است. عوض شدن جهت زلزله به روی تقاضای جابجایی نسبی و تعداد مفاصل پلاستیک تاثیرگذار است و ممکن است باعث افزایش جابجایی نسبی ماندگار در ساختمان های نامنظم شود. قطبیت پس لرزه می تواند به طور چشمگیری تقاضای جابجایی نسبی را به خصوص در ساختمان های نامنظم زمانی که پس لرزه دارای PGA بالاست، تغییر دهد. مولفه عمودی زلزله تاثیر کمی روی تقاضای جابجایی نسبی دارد و می تواند باعث افزایش مفاصل پلاستیک در ستون ها شود.

Jalayer و Ebrahimian [۳۰] در سال ۲۰۱۶ روشی را برای مدل سازی خرابی تجمعی و افزایش کوتاه مدت لرزه خیزی ناشی از پس لرزه در ارزیابی خطر بر اساس عملکرد سازه های MDOF بررسی کرده اند. در این مطالعه سرعت وقوع وابسته به زمان پس لرزه ها و خرابی تجمعی ناشی از زلزله های متوالی (MS+AS) لحاظ شده است. در مطالعه جلایر و ابراهیمیان با استفاده از روش پیشنهادی مبتنی بر Cloud Analysis، منحنی های شکنندگی برای سازه آسیب دیده تحت زمین لرزه اصلی رسم شده است تا برای مدل سازی خرابی تجمعی ناشی از زمین لرزه-پس لرزه استفاده شود.

اخیرا Schincider و همکارانش [۳۱] روشی را برای تحلیل قابلیت اعتماد سیستم های سازه ای زوال پذیر ارائه داده اند که از روش بروزرسانی بیزین استفاده کرده اند. سازه ها معمولا تحت عواملی مانند

خستگی و خوردگی هستند که منجر به زوال سازه و در نتیجه کاهش قابلیت اعتماد سازه در طی زمان می شود. در مطالعه آن ها مدل زوال سیستم که وابستگی تصادفی بین زوال المان ها را در نظر می گیرد و مدل احتمالی سازه برای محاسبه ی احتمال فروریزش سازه ی تضعیف شده در نظر گرفته شده است. بر اساس نتایج این مطالعه در نظرگیری وابستگی بین زوال المان ها در ارزیابی قابلیت اعتماد سیستم سازه ای مهم است.

پیش بینی پاسخ لرزه ای سازه همواره با عدم قطعیت همراه است پس باید از روش های احتمالی نه تنها برای تعیین خطر لرزه ای بلکه برای تخمین پارامترهای پاسخ لرزه ای استفاده کرد. Celarec و Dolsek [۳۲] تاثیر عدم قطعیت های مدل سازی را روی سه ساختمان بتن آرمه که در هندسه و جزئیات طراحی لرزه ای متفاوت هستند، بررسی کرده اند. در مطالعه Celarec و Dolsek برای ارزیابی اهمیت متغیرهای تصادفی تحلیل حساسیت انجام شده است. سپس نتایج تحلیل حساسیت برای پیش بینی پارامترهای پاسخ لرزه ای به وسیله ی روش FOSM به کار برده شده است. همچنین برای تعیین ظرفیت لرزه ای، متغیرهای تصادفی بر اساس روش LHS تولید و مجموعه ای از مدل های سازه ایجاد شده اند. بر اساس نتایج تحلیل حساسیت ظرفیت دورانی مفاصل پلاستیک ستون ها و تیرها بیشترین تاثیر را روی پارامترهای پاسخ لرزه ای داشته است. جرم سازه، مقاومت بتن، دوران تسلیم در ستون ها و عرض موثر دال بر اساس تحلیل حساسیت متغیرهای تصادفی دارای اهمیت کم تلقی شده اند. تحلیل عدم قطعیت به وسیله ی روش LHS نشان داده است که میانگین ظرفیت سازه های بررسی شده کاهش پیدا کرده است.

فصل سوم

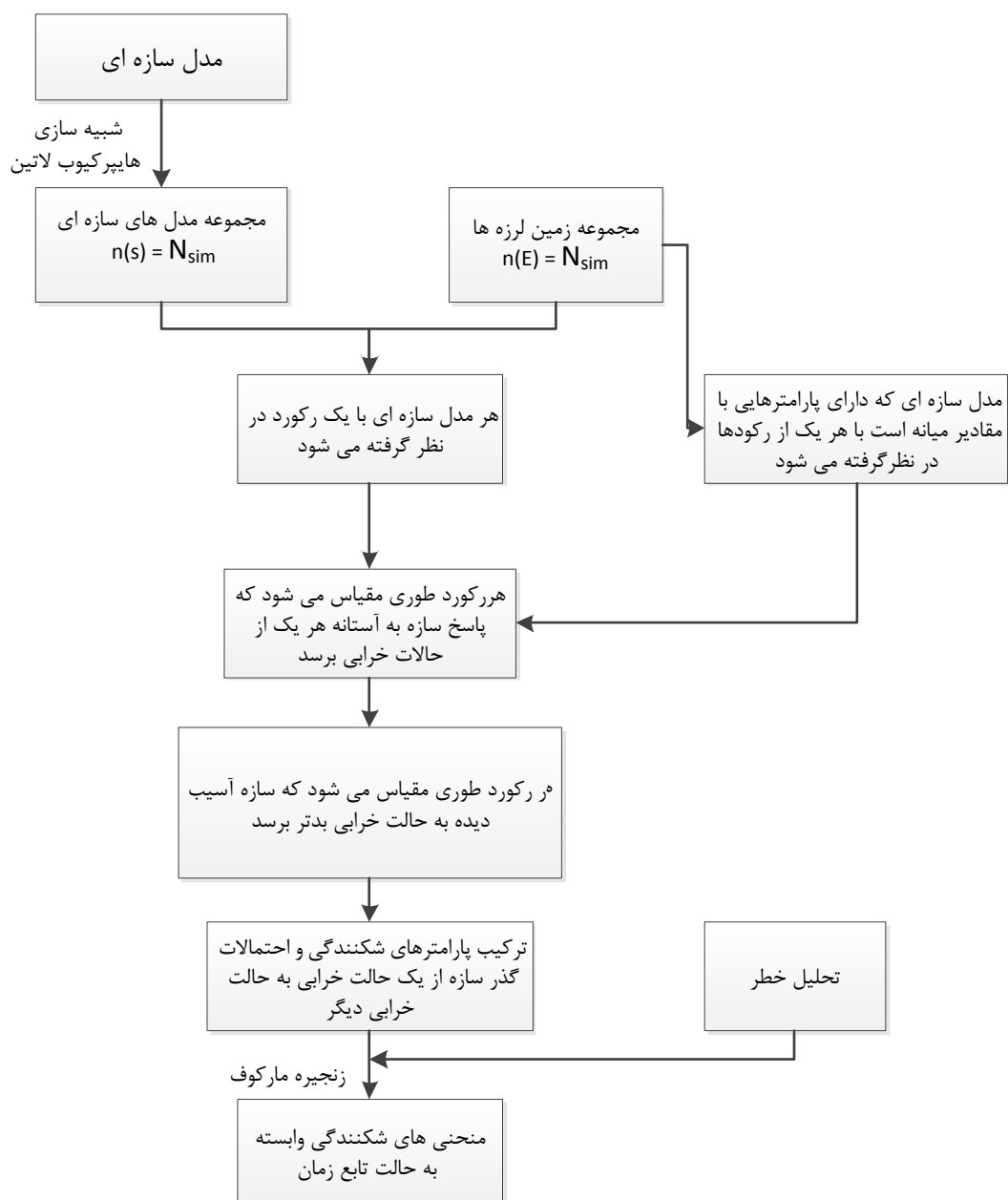
# مواد و روش تحقیق

### ۳-۱- خرابی تجمعی

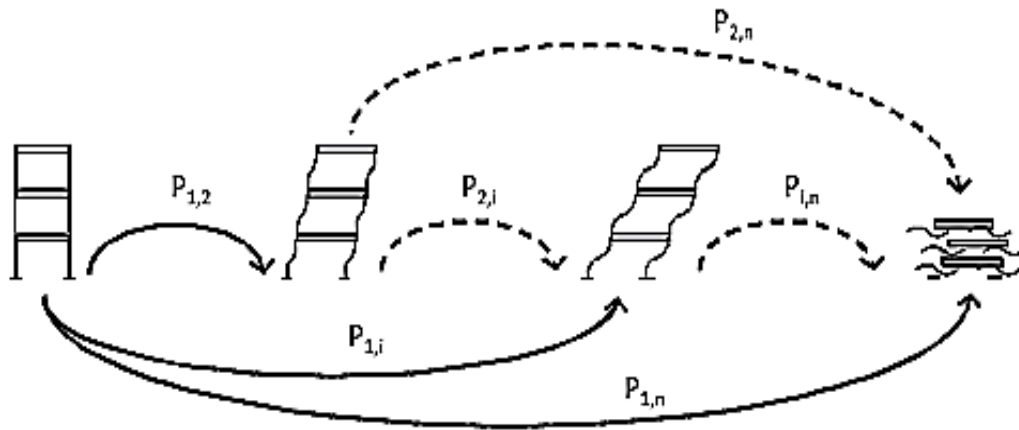
اهمیت بالای مسائل مربوط به پایداری سازه، باعث گسترش روز افزونی در تحلیل های مربوط به تنزل سازه در طول عمر آن شده است. عواملی مانند کهولت، خوردگی میلگردها به دلیل حمله کلوریدی، بارهای ترافیکی و خستگی می توانند باعث تنزل سازه در طول عمر مفیدش شوند [۳۳ و ۳۴]. از مهمترین عوامل تنزل سازه قراگیری تحت رخدادهای لرزه ای متوالی است. در چارچوب مهندسی زلزله بر اساس عملکرد (PBEE)<sup>۱</sup> رویکردی که در آن رخدادهای لرزه ای کوچک منجر به آسیب سازه می شوند و در نهایت خرابی سازه ناشی از مجموع خرابی های بوجود آمده در هر یک از زمین لرزه ها است، در نظر گرفته نمی شود. در حالیکه زمین لرزه ها می توانند در طول عمر سازه باعث خرابی تجمعی در سازه شوند. بسیاری از مطالعات انجام شده که به مدلسازی تصادفی زوال سازه می پردازند، فرضی را در نظر میگیرند که در آن افزایش خرابی از یک زمین لرزه به زمین لرزه دیگر مستقل است. در حالیکه در واقعیت سازه ممکن است در طول عمر خود تحت زمین لرزه های متنوع قرار گیرد و در هر یک از این زمین لرزه ها ممکن است خرابی در سازه صورت گیرد و به تغییر شکل ماندگارهای در سازه منجر شود که در این صورت سازه در هنگام وقوع زمین لرزه بعدی یک سازه آسیب دیده است که وارد یکی از حالات خرابی شده است. پس در نظر گرفتن خرابی تجمعی ناشی از زمین لرزه های متوالی مهم است. در این پایان نامه ابتدا تاثیر عدم قطعیت های مدل سازی بر روی سازه بررسی شده است و سپس سازه تحت زلزله های متوالی قرار گرفته و تاثیر زلزله های متوالی در سطوح مختلف خرابی سازه مطالعه شده است و در نهایت نتایج مربوط به اثر توام در نظر گیری عدم قطعیت های مدلسازی و زلزله های متوالی ارائه شده است. فلوجارت کلی مراحل مختلف کار در شکل ۳-۱ نشان داده شده است.

فرآیند تنزل سازه در شکل ۳-۲ نشان داده شده است. همان طور که در شکل مشاهده می شود، سازه ممکن است تحت یک زلزله شدید یا تحت چندین زلزله ضعیف تر به حالت فروریزش برسد. در مناطق با لرزه خیزی زیاد سازه ممکن است تحت زلزله های متوالی قرار گیرد و تغییر شکل های ماندگار در آن بوجود آید. در صورتیکه سازه در زلزله ای آسیب ببیند و تعمیر نشود و یا دو زلزله با فاصله زمانی کم به وقوع بپیوندد و فرصت کافی برای تعمیر نباشد، در این صورت در هنگام زلزله بعدی سازه به یک حالت خرابی رسیده است و خرابی تجمعی در سازه بوجود می آید [۱۰].

<sup>1</sup> Performance Based Earthquake Engineering



شکل ۳-۱. فلوچارت ارزیابی منحنی های شکنندگی با در نظرگیری عدم قطعیت های مدل سازی و اثر زلزله های متوالی.



شکل ۳-۲. شمای فرآیند تنزل سازه تحت زلزله های متوالی [۳۵].

بر اساس مطالعه Iervolino و همکاران [۳۵]، فرمول بندی تنزل سازه ناشی از خرابی تجمعی را می توان به صورت معادلات ۳-۱ تا ۳-۳ نوشت.

$$\mu(t) = \mu_0 - \sum_{i=1}^{N_E(t)} \Delta\mu_i \quad (1-3)$$

که  $\mu_0$  ظرفیت اولیه و  $N_E(t)$  تعداد زلزله ها تا زمان  $t$  است. بر اساس رابطه فوق در واقع تنزل کلی سازه به صورت  $\sum_{i=1}^{N_E(t)} \Delta\mu_i$  بیان شده است. احتمال اینکه سازه از یک حالت خرابی عبور کند از معادله (۲-۳) محاسبه می شود.

$$P[\mu(t) \leq \mu_{DS}] = P[D(t) \geq \mu_0 - \mu_{DS}] \quad (2-3)$$

که  $\mu_{DS}$  آستانه ظرفیت مربوط به یک حالت خرابی مشخص در زمان قبل  $t$  می باشد. همان طور که در شکل ۲-۳ نشان داده شده است سازه ممکن است تحت چندین خرابی ناشی از چندین زلزله به حالت فروریزش برسد. برای مدلسازی آسیب پذیری وابسته به حالت سازه باید افزایش خرابی در هر زمین لرزه مستقل از تاریخچه لرزه ای سازه باشد تا بتوان رفتار سازه آسیب دیده را پیش بینی کرد. برای فرمول بندی فرآیند خرابی سازه می توان از زنجیره مارکوف استفاده کرد [۳۳ و ۳۵].

مارکوف فرآیندی زمان گسسته و حالت گسسته است که در آن حالت خرابی سازه فقط به حالت خرابی فعلی سازه بستگی دارد و به شرایط گذشته سازه بستگی ندارد. Pulcini و Guida [۳۶] برای محاسبه چگالی احتمال گذر وابسته به حالت از مدل تنزل مارکو استفاده کرده است. Fereshtehnejad و Shafieezadeh [۳۷] از پروسه تصمیم گیری زنجیره مارکو برای ارائه چارچوبی برای تصمیم گیری برای سیستم هایی که دارای متغیرهای تصمیم گیری در سطح المان ها هستند و نتایج در سطح کلی سیستم ارزشمند هستند، استفاده کرده اند. Bocchini و همکارانش [۳۸] از زنجیره مارکوف برای تحلیل پل ها در طول عمرشان استفاده کرده اند. در این روش زمان  $t$  به بازه هایی به طول  $\Delta$  تقسیم بندی می شود که ممکن است  $\Delta$  برابر واحد زمان باشد (مثلا یک سال). ماتریس گذر مارکوفین به صورت معادله (۳-۳) می باشد که  $P_{i,j}$  احتمال گذر از حالت خرابی  $i$  به  $j$  در هنگام وقوع زلزله می باشد. تعداد سطرها و ستون های این ماتریس به اندازه تعداد حالات خرابی سازه است.

$$[P] = \begin{bmatrix} 1 - \sum_{j=2}^n P_{1,j} & P_{1,2} & \dots & \dots & P_{1,n} \\ 0 & 1 - \sum_{j=3}^n P_{2,j} & \dots & \dots & P_{2,n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & 0 & 1 - P_{(n-1),n} & P_{(n-1),n} \\ 0 & \dots & \dots & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3-3)$$

برای محاسبه  $P_{i,j}$  می توان از رابطه ۲-۴ استفاده کرد.

$$P_{i,j} = P[j\text{-th state} | i\text{-th state} \cap E] = P[j\text{-th state} | i\text{-th state} \cap IM = z] f_{IM|E}(z) dz \quad (4-3)$$

که ترم  $P[j\text{-th state} | i\text{-th state} \cap E]$  معادل منحنی شکنندگی وابسته به حالت سازه آسیب دیده می باشد و  $f_{IM|E}$  در تمام زمین لرزه ها یکسان می باشد و وابسته به زمان نیست. نرخ وقوع زلزله ها که باعث فراگذشت از یک آستانه شدت مشخص می شود ( $\lambda_{im}$ ) برابر است با

$$\lambda_{im} = \nu_E \cdot P[IM > im | E] = \nu_E \int_r \int_m P[IM > im | M = x, R = y] f_{M,R|E}(x, y) \cdot dx \cdot dy \quad (5-3)$$



که  $v_E$  سرعت وقوع زمین لرزه ها و  $P[IM > im | M = x, R = y]$  احتمال تجاوز  $im$  در یک زمین لرزه با بزرگی  $M$  و فاصله منبع تا سایت  $R$  است و  $f_{M,R|E}$  توزیع بزرگی و فاصله منبع تا سایت است. اگر فرض شود که بازه زمانی به قدری کوچک است که احتمال وقوع فقط یک زلزله وجود دارد، بنابراین احتمال عبور سازه از یک حالت خرابی به حالت خرابی بدتر در بازه زمانی واحد  $(k, k+1)$  از رابطه ۳-۶ بدست می آید.

$$P[j\text{-th state at } (k+1) | i\text{-th state at } k] = v_E \cdot P_{i,j} \quad (۶-۳)$$

برای برآورد احتمال عبور سازه بین دو حالت خرابی در بازه زمانی  $(k, k+1)$  از ماتریس معادله ۳-۷ محاسبه می شود.

$$[P_E] = \begin{bmatrix} 1 - \sum_{j=2}^n v_E \cdot P_{1,j} & v_E \cdot P_{1,2} & \dots & \dots & v_E \cdot P_{1,n} \\ 0 & 1 - \sum_{j=3}^n v_E \cdot P_{2,j} & \dots & \dots & v_E \cdot P_{2,n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & 0 & 1 - v_E \cdot P_{(n-1),n} & v_E \cdot P_{(n-1),n} \\ 0 & \dots & \dots & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (۷-۳)$$

که  $[P_E]$  ماتریس حالت زنجیره مارکوف نام دارد. برای محاسبه ماتریس حالت در  $m$  بازه زمانی  $(k, k+m)$  از توان  $m$  ماتریس حالت  $([P_E]^m)$  استفاده می شود. ماتریس حالت در  $m$  بازه زمانی ثابت است و به  $k$  بستگی ندارد.

### ۳-۲-۲- عدم قطعیت

#### ۳-۲-۱- علم عدم قطعیت و منابع آن

ارزیابی عدم قطعیت ها علمی است که در آن به شناخت عدم قطعیت ها و کاهش آنها می پردازد. این علم تلاش میکند میزان قابلیت اعتماد نتایج را مشخص کند در حالیکه بعضی از جنبه های سیستم به طور دقیق مشخص نیست. منابع زیاد عدم قطعیت در علوم مهندسی و طبیعی وجود دارد. روش های شبیه سازی توسط کامپیوتر و انجام آزمایش معمول ترین روش ها برای ارزیابی عدم قطعیت ها هستند. منابع عدم قطعیت می تواند به صورت زیر تقسیم بندی شود.

- عدم قطعیت پارامترها<sup>۱</sup>: این عدم قطعیت ناشی از کمبود اطلاعات در مورد مقدار یک متغیر است.
- عدم قطعیت در تعداد پارامترها<sup>۲</sup>: این عدم قطعیت ناشی از انتخاب پارامتر دارای عدم قطعیت است. برای مثال ممکن است یکی از ابعاد مدل آزمایشی به عنوان متغیر تصادفی انتخاب نشود. در حالیکه در عملکرد سیستم تاثیر گذار است.
- عدم قطعیت ساختاری<sup>۳</sup>: این عدم قطعیت مربوط به عدم شناخت دقیق نحوه مدل سازی یک سیستم است. برای مثال نحوه دقیق مدل سازی افتادن یک برگ از درخت به طور دقیق امکان پذیر نیست.
- عدم قطعیت الگوریتمی<sup>۴</sup>: این عدم قطعیت ناشی از خطاهای عددی مدل کامپیوتری است. بعضی از مدل ها برای حل دقیق بسیار پیچیده هستند. برای مثال روش های المان محدود هر چند دقیق هستند ولی ممکن است خطاهای عددی داشته باشند.
- عدم قطعیت های آزمایشگاهی<sup>۵</sup>: این خطاها مربوط به متغیر بودن اندازه گیری های آزمایشگاهی هستند که با تکرار اندازه گیری های می توان این عدم قطعیت را کاهش داد.
- عدم قطعیت مربوط به درون یابی<sup>۶</sup>: این عدم قطعیت ناشی از فقدان داده های به دست آمده از آزمایش یا شبیه سازی کامپیوتری می باشد. برای تخمین این داده ها باید از درون یابی استفاده کرد.

### ۳-۲-۲- تقسیم بندی عدم قطعیت ها

عدم قطعیت را می توان به دو گروه تقسیم بندی کرد:

- عدم قطعیت های ذاتی<sup>۷</sup>: این عدم قطعیت ها که معروف به عدم قطعیت های آماری هستند، دارای منابع ناشناخته هستند و ابزاری برای اندازه گیری این عدم قطعیت ها وجود ندارد.

<sup>1</sup> Parameter uncertainty

<sup>2</sup> Parametric variability

<sup>3</sup> Structural uncertainty

<sup>4</sup> Algorithmic uncertainty

<sup>5</sup> Experimental uncertainty

<sup>6</sup> Interpolation uncertainty

<sup>7</sup> Aleatoric uncertainty

- عدم قطعیت های شناختی<sup>۱</sup> : این عدم قطعیت ها معروف به عدم قطعیت سیستماتیک هستند. این عدم قطعیت ها مربوط به عواملی هستند که در مورد آن ها شناخت داریم ولی در عمل این عوامل را در نظر نمی گیریم. پس عدم قطعیت های شناختی با توجه به داشتن دانش در مورد آنها قابل کاهش هستند.

### ۳-۲-۳- روش های ارزیابی عدم قطعیت

دو روش عمده ارزیابی عدم قطعیت وجود دارد :

- ارزیابی پیش رونده عدم قطعیت<sup>۲</sup>

انتشار عدم قطعیت نوعی ارزیابی عدم قطعیت های خروجی سیستم با توجه به ورودی های دارای عدم قطعیت است. این روش بر روی تاثیر عدم قطعیت ها در خروجی سیستم تمرکز می کند. اهداف این روش به صورت زیر است :

- ارزیابی گشتاورهای خروجی مثلا میانگین و واریانس

- ارزیابی قابلیت اعتماد خروجی ها

- ارزیابی عدم قطعیت معکوس<sup>۳</sup>

در این روش با توجه به نتایج اندازه گیری های آزمایشگاهی و نتایج مدل ریاضی شبیه سازی شده توسط کامپیوتر، ارزیابی عدم قطعیت معکوس اختلاف بین آزمایش ها و مدل ریاضی و همچنین مقادیر پارامترهای ناشناخته را تخمین می زند.

### ۳-۲-۳-۱- روش ارزیابی پیش رونده عدم قطعیت :

- روش هایی که بر اساس شبیه سازی هستند مانند روش های شبیه سازی مونت کارلو

- روش های مبتنی بر توسعه محلی مانند سری های تیلور، نظریه اغتشاش.

- روش های مبتنی بر گسترش توابع

<sup>1</sup> Epistemic uncertainty

<sup>2</sup> Forward uncertainty propagation

<sup>3</sup> Inverse uncertainty quantification

- روش های مبتنی بر محتمل ترین نقطه مانند روش مرتبه اول گشتاور دوم (FOSM)<sup>1</sup>
- روش های مبتنی بر انتگرال گیری عددی، مانند روش کاهش بعد (DR)
- برای ارزیابی روش عدم قطعیت معکوس از روش های مبتنی بر شبکه های بیزین استفاده می شود.

در علم مهندسی سازه نیز عدم قطعیت های فراوانی وجود دارد که عدم قطعیت های مربوط به زمین لرزه ها و عدم قطعیت های مدل سازی از بارزترین آن ها هستند. در آیین نامه های جدید به طراحی سازه بر مبنای عملکرد تاکید فراوان شده است. طراحی سازه بر اساس عملکرد با در نظر گیری روش های احتمالی به طور دقیق تر انجام می گیرد، زیرا عدم قطعیت های زیادی در وقوع زمین لرزه ها و همچنین پارامترهای مربوط به مدل سازی وجود دارد. برای بررسی رفتار سازه ها در طول عمر مفیدش، بهتر است عدم قطعیت های مربوط به زمین لرزه ها و مدل سازی در نظر گرفته شود، چون بر اساس مطالعات انجام شده، بررسی عدم قطعیت ها باعث تغییر در فرکانس فروریزش سازه می شود. روش های متفاوتی برای در نظرگیری عدم قطعیت ها وجود دارد که می توان به روش های FOSM، روش های مونت کارلو و روش های بیزین اشاره کرد.

### ۳-۲-۴- روش شبیه سازی مونت کارلو

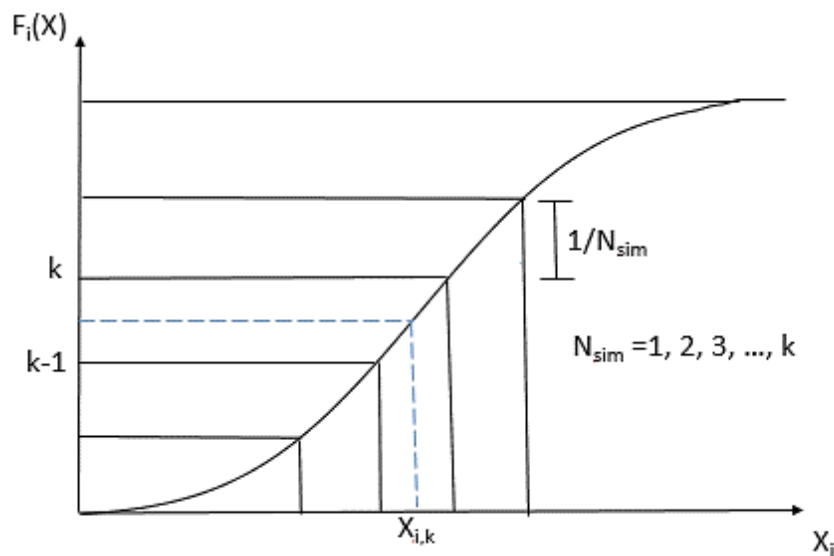
به صورت کلی، روش مونت کارلو به هر تکنیکی اطلاق می شود که از طریق نمونه سازی آماری، پاسخ های تقریبی برای مسائل کمی فراهم می کند. شبیه سازی مونت کارلو بیشتر برای توصیف روشی جهت انتشار عدم قطعیت های موجود در ورودی مدل به عدم قطعیت ها در خروجی مدل، به کار می رود. بنابراین مونت کارلو، شبیه سازی ای است که صریحا و به صورت کمی، عدم قطعیت را نمایش می دهد. شبیه سازی مونت کارلو متکی به فرآیند نمایش صریح عدم قطعیت با تعیین ورودی ها به عنوان توزیع های احتمال است. اگر ورودی های توصیف کننده یک سیستم، غیرقطعی باشند، آنگاه پیش بینی عملکرد پیش رو الزاما غیرقطعی است. این بدان معنی است که نتیجه هر گونه تحلیل مبتنی بر ورودی های نمایش داده شده با توزیع های احتمال، خود یک توزیع احتمال است. در شبیه سازی مونت کارلو، برای حصول جواب دقیق کل سیستم به تعداد دفعات زیادی اجرا می شود و در نتیجه زمان بر است. برای این منظور می توان از روش شبیه سازی هایپر کیوب لاتین (LHS) که به تعداد نمونه شبیه سازی کمتری نیاز دارد استفاده کرد.

<sup>1</sup> First Order Second Moment

### ۳-۲-۵- روش شبیه سازی هایپر کیوب لاتین (LHS)

برای بررسی تاثیر عدم قطعیت های مدل سازی یکی از متداول ترین روش ها، استفاده از روش شبیه سازی میباشد. روش شبیه سازی هایپر کیوب لاتین که زیر مجموعه روش شبیه سازی مونت کارلو می باشد، توسط محققان مختلف برای ارزیابی عدم قطعیت ها استفاده شده است [۲، ۴، ۸ و ۳۲].

روش شبیه سازی LHS بوسیله لایه بندی تابع توزیع احتمال متغیر تصادفی داده ها را تولید می کند و در نتیجه به تعداد شبیه سازی کمتری نسبت به روش شبیه سازی مونت کارلو دارد. نمونه ها در این روش بر اساس رابطه ۳-۲ تولید می شوند (شکل ۳-۳).



شکل ۳-۳. شبیه سازی متغیرهای تصادفی با استفاده از روش هایپر کیوب لاتین.

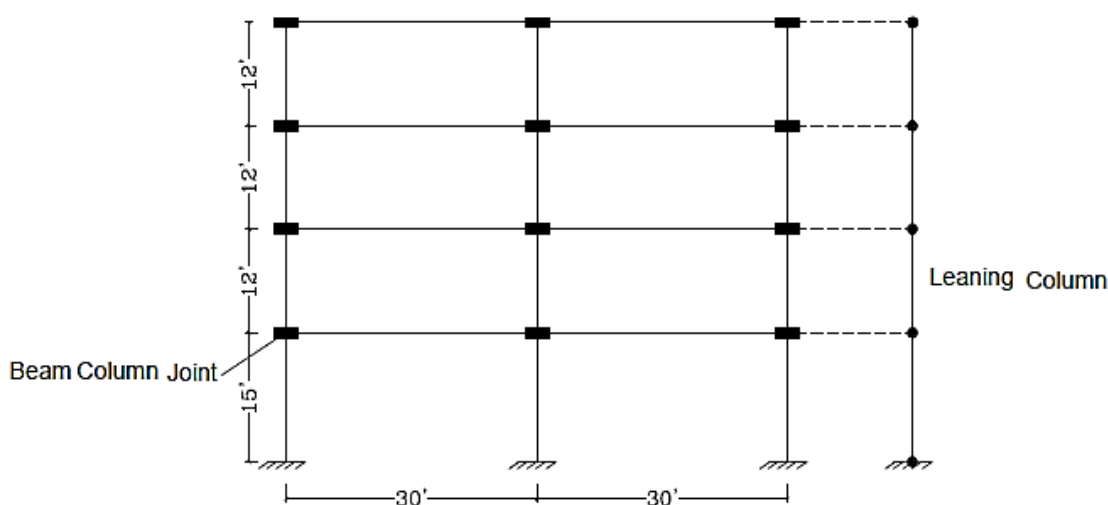
$$X_{i,k} = F_i^{-1}\left(\frac{k-0.5}{N_{sim}}\right) \quad (۸-۳)$$

که  $X_{i,k}$  k امین نمونه از i امین متغیر  $X_i$  است و  $F_i^{-1}$  معکوس تابع چگالی تجمعی (CDF) متغیر  $X_i$  می باشد [۳۹].

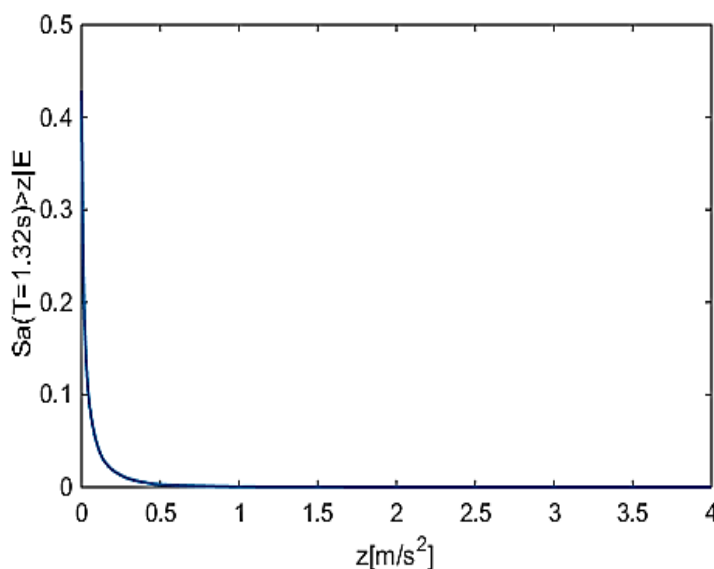
### ۳-۳- مدل سازه ای

مدل سازه ای مورد استفاده در این پایان نامه بر اساس مرجع [۴۰] انتخاب شده است که ساختمان ۴ طبقه فولادی می باشد که سیستم سازه ای آن قاب خمشی (MRF) است که دارای تیرهای با مقطع کاهش یافته (RBS) می باشد. برای سادگی مدل سازی قاب شرقی غربی (EW) آن انتخاب شده است که دارای ۲ دهانه می باشد (شکل ۳-۴) و اندازه تیرها و ستون های آن در جدول ۱ نشان

داده شده است. ساختمان در منطقه Los Angeles واقع شده است و سایت دارای خاک نوع D می باشد. سایت مورد نظر در موقعیت جغرافیایی به طول ۳۴,۱۱ و عرض ۱۱۸,۵۵ میباشد که منحنی خطر آن از USGS<sup>۱</sup> [۴۱] گرفته شده است (شکل ۳-۵). پیوند اصلی ارتعاش قاب ۱,۳۲ ثانیه می باشد و سازه بر اساس آیین نامه های (AISC(2005), IBC(2003) و SEI/ASCE-02 طراحی شده است. قاب بوسیله مدل پلاستیسیته متمرکز با دو فنر خمشی در انتها و بر اساس مدل اصلاح شده ایبارا کراوینکلر که در مطالعات قبلی استفاده شده است [۴۰,۸ و ۴۳]، مدل شده است.



شکل ۳-۴. شمای مقطع قاب.



شکل ۳-۵. منحنی خطر سایت.

<sup>1</sup> United States Geological Survey

جدول ۳-۱. اندازه تیرها و ستون های قاب.

طبقه \ اعضا	طبقه ۱	طبقه ۲	طبقه ۳	طبقه ۴
تیرها	W 27x102	W 27x102	W 21x93	W 21x93
ستون ها	W 24x131	W 24x131	W 24x76	W 24x76

### ۳-۳-۱- مدل اصلاح شده ایبارا-کراوینکلر

یکی از اهداف ارزیابی بر اساس عملکرد، درک صحیح از رفتار غیرخطی سازه در سطوح عملکرد نزدیک به فروپاشی سازه می باشد. در این راستا ایجاد مدل های هیستریزیس که بتواند تمام پدیده های تاثیر گذار روی ایجاد خرابی سازه را در نظر بگیرد، یکی از چالش های ارزیابی بر اساس عملکرد به حساب می آید. در جدول ۲-۲ توانایی مدل های هیستریزیس مختلف بررسی شده است. با توجه به این جدول می توان دریافت که مدل ایبارا-کراوینکلر مزایای بیشتری نسبت به دیگر مدل های هیستریزیس دارد.

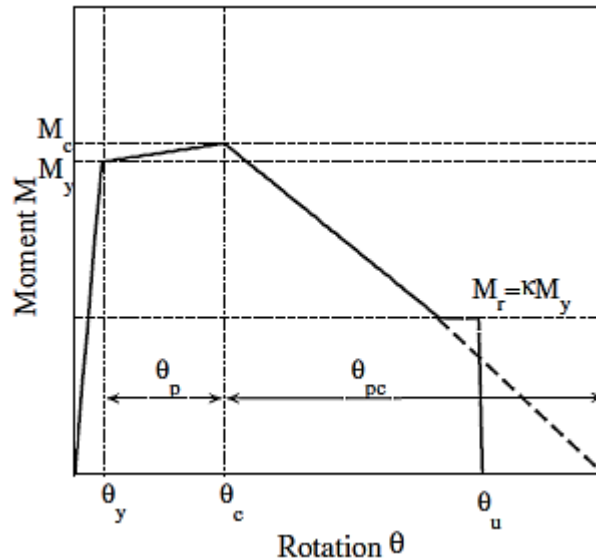
جدول ۳-۲. مشخصات مدل های هیستریزیس مختلف [۴۰].

مدل	سختی چرخه ای	اثر باشینگر	مقاومت نقطه اوج	مقاومت پسماند	زوال چرخه ای			
					زوال مقاومت اولیه	زوال مقاومت بعد از نقطه اوج	زوال سختی باربرداری	زوال سختی
Clough & Johnston & Modifications	x	x	x	x	x	x	o	o
Takeda Model	x	x	x	x	x	x	o	o
Bouc-Wen & modifications	o	o	x	x	o	x	o	o
Ramberg-Osgood	o	o	x	x	o	x	o	x
Kunath et al. Model	o	o	x	x	o	x	o	o
Syvaselvan & Reinhorn	o	o	x	x	o	x	o	x
FEMA-356	o	x	o	o	x	x	x	x
Yield-Line Plastic Hinge Models	o	o	o	o	o	o	o	o
Song-Pincheria	x	x	o	o	x	x	o	o
Ibarra-Krawinkler	x	x	o	o	o	o	o	o
Modified Ibarra-Krawinkler	x	x	o	o	o	o	o	o

رفتار مشخص در مدل وجود دارد = O

رفتار مشخص در مدل وجود ندارد = X

مدل ایبارا-کراوینکلر اولین بار در سال ۱۹۹۳ توسط رهنما-کراوینکلر ارائه شد و سپس در سال ۲۰۰۵ توسط ایبارا-کراوینکلر تکمیل شد. مهمترین تفاوت مدل ایبارا-کراوینکلر در نظر گرفتن زوال چرخه ای می باشد. Lignos [۴۰] در سال ۲۰۰۸ با انجام چند صد آزمایش روی اعضای فولادی، با انجام تغییراتی در مدل اولیه پیشنهادی ایبارا-کراوینکلر مدل های کاهندگی برای تیرهای I شکل و RBS و ستون های با مقطع جعبه ای معرفی کرد که رفتار این المان ها را تا خرابی کامل تا حد زیادی به طور دقیق پیش بینی می نماید. منحنی پایه مدل ایبارا-کراوینکلر اصلاح شده در شکل ۲-۶ نشان داده شده است. منحنی پایه بر اساس سه پارامتر مقاوت تعریف شده است که شامل  $M_y$  = لنگر تسلیم موثر،  $M_c$  = مقاومت خمشی نظیر نقطه cap (وج) و  $M_r = k.M_y$  مقاومت خمشی پسماند) و شامل چهار پارامتر تغییر شکل که شامل  $\theta_y$  = دوران تسلیم،  $\theta_p$  = ظرفیت دوران پلاستیک،  $\theta_{pc}$  = ظرفیت دورانی بعد از نقطه پیک و  $\theta_u$  = ظرفیت دورانی نهایی) می باشد.



شکل ۳-۶. منحنی پایه مدل اصلاح شده ایبارا کراوینکلر [۴۳].

در این مدل فرض می شود که هر عضو دارای ظرفیت استهلاک انرژی انرژی چرخه ای  $E_t$  می باشد که از رابطه ۳-۹ محاسبه می شود.

$$E_t = \lambda.\theta_p.M_y \quad \text{or} \quad E_t = \Lambda.M_y \quad (9-3)$$

که  $\Lambda = \lambda.\theta_p$  ظرفیت دورانی تجمعی می باشد. استهلاک مقاومت چرخه ای نیز از رابطه ۳-۱۰

بدست می آید



(۱۰-۳)

$$M_i = (1 - \beta_i) \cdot M_{i-1}$$

که  $\beta_i$  پارامتر استهلاک انرژی می باشد که طبق رابطه ۱۱-۳ تعریف می شود.

$$\beta_i = \left( \frac{E_i}{E_t - \sum_{j=1}^{i-1} E_j} \right)^c \quad (۱۱-۳)$$

که  $E_i$  انرژی استهلاک شده چرخه ای در حلقه  $i$  می باشد و  $\sum E_j$  مجموع انرژی های استهلاک

شده در حلقه های قبلی می باشد و  $c$  پارامتر تجربی می باشد که معمولاً ۱ در نظر گرفته می شود.

همچنین استهلاک سختی از رابطه ۱۲-۳ بدست می آید.

$$K_i = (1 - \beta_i) K_{i-1} \quad (۱۲-۳)$$

روابطی نیز برای محاسبه  $\theta_p, \theta_{pc}$  و  $\Lambda$  ارائه شده است که روابط مربوط به مقاطع RBS در ادامه

ارائه شده است [۴۳].

$$\theta_p = 0.19 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.314} \cdot \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0.1} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.185} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.113} \cdot \left(\frac{c_{unit}^1 \cdot d}{533}\right)^{-0.760} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.07} \quad (۱۳-۳)$$

$$\sigma_{ln} = 0.24 \quad , \quad R^2 = 0.56$$

$$\theta_{pc} = 9.52 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.513} \cdot \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0.863} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.108} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.360} \quad (۱۴-۳)$$

$$\sigma_{ln} = 0.48 \quad , \quad R^2 = 0.26$$

$$\Lambda = \frac{E_t}{M_y} = 585 \cdot \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-1.14} \cdot \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0.632} \cdot \left(\frac{L_b}{r_y}\right)^{-0.205} \cdot \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{355}\right)^{-0.391} \quad (۱۵-۲)$$

$$\sigma_{ln} = 0.48 \quad , \quad R^2 = 0.26$$

در این معادلات  $c_{unit}^1$  و  $c_{unit}^2$  پارامترهای تبدیل هستند و زمانیکه واحدهای استفاده شده MPa و

mm باشد هر دو برابر ۱ و در حالیکه واحدهای استفاده شده برابر Ksi و in باشد  $C_{unit}^1 = 25.4$  و

$C_{unit}^2 = 6.895$  می باشد. همچنین  $R^2$  ضریب قطعیت می باشد که از ۰,۱ بیشتر است.

نرم افزار مورد استفاده در تحلیل غیر خطی سازه نرم افزار Opensees می باشد.

### ۳-۳-۲- مدلسازی در نرم افزار Opensees

نرم افزار Opensees [۴۴]، یک برنامه کامپیوتری برای انجام تحلیل المان محدود در سازه های قابی شکل می باشد. مهمترین خصوصیت این برنامه، قابلیت ایجاد تغییر در متن اصلی برنامه و همچنین ترکیب کردن برنامه های موجود باهم و یا اضافه کردن برنامه های مورد علاقه کاربر به آن بدون نیاز به تغییر در کدهای موجود می باشد. زبان برنامه نویسی در نرم افزار Opensees، Tcleditor می باشد که مبنای آن زبان ++C می باشد. از این برنامه می توان در تحلیل اعضای قاب ها با در نظر گرفتن مدل های زوال سختی و مقاومت و همچنین مدل سازی رفتار غیرخطی چشمه اتصال استفاده کرد. از ویژگی های بارز برنامه Opensees، انجام سریع و دقیق آنالیزهای دینامیکی غیرخطی با در نظر گرفتن اثر  $P-\Delta$  می باشد. مزایای ذکر شده برنامه، در کنار رایگان بودن و دسترسی همگانی به این برنامه، بی شک آن را از برترین نرم افزارهای تحلیل غیرخطی در کارهای تحقیقاتی معرفی می کند.

### ۳-۳-۳- مدل سازی المان های تیر و ستون

در این روش مدل سازی، هر المان تیر و ستون، از مجموع دو فنر پلاستیک با رفتار کاهنده در ابتدا و انتها به طول صفر، و یک المان الاستیک به طول کل تیر با ستون در میان این دو فنر، تشکیل شده است (شکل ۳-۶).

#### Ordinary beam element



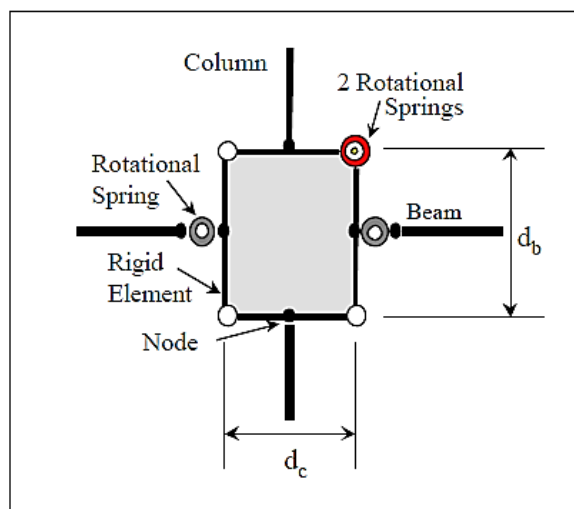
#### Equivalent elastic beam element with end springs



شکل ۳-۷. المان تیر و مدل معادل که شامل المان تیر الاستیک با دو فنر در ابتدا و انتها [۴۵].

<sup>1</sup>Open System for Earthquake Engineering Simulation

برای مدل سازی چشمه اتصال از elemPanelZone2D استفاده شده است که از هشت المان الاستیک برای تعریف چشمه اتصال استفاده می کند (شکل ۲-۸). هر چشمه اتصال بوسیله دوازده گره تعریف می شود. همچنین ۴ فنر در گوشه های چشمه اتصال بوسیله rotPanelZone2D تعریف می شود.



شکل ۳-۸. نحوه مدل سازی چشمه اتصال در برنامه Opensees [۴۶].

### ۳-۴-۱- پارامترهای مورد مطالعه جهت مدل سازی عدم قطعیت

در این مطالعه پانزده متغیر تصادفی برای بررسی تاثیر عدم قطعیت ها در نظر گرفته شده است. این متغیرها عبارتند از: ظرفیت دورانی پلاستیک تیرها و ستون ها ( $\theta_p$ ), ظرفیت دورانی بعد از نقطه پیک ( $\theta_{pc}$ ), نسبت مقاومت نقطه اوج به مقاومت تسلیم موثر تیرها و ستون ها ( $M_c/M_y$ ), ظرفیت دورانی نهایی تیرها و ستون ها ( $\theta_u$ ), سرعت زوال چرخه ای ( $\lambda$ ), مقاومت تسلیم فولاد ( $f_y$ ), میرایی ( $C$ ), جرم طبقه اول ( $m_1$ ), جرم طبقات دوم و سوم ( $m_2, m_3$ ) و جرم طبقه چهارم ( $m_4$ ).

مقادیر میانگین و انحراف معیار مربوط به دوران ها ( $\theta_p, \theta_{pc}$ ), نسبت مقاومت نقطه اوج به مقاومت تسلیم موثر تیرها و ستون ها ( $M_c/M_y$ ), سرعت زوال چرخه ای ( $\lambda$ ) و مقاومت تسلیم فولاد ( $f_y$ ) از مرجع [۴۰] گرفته شده است. در مورد  $f_y$  مطالعه بوسیله داده های مربوط به مقاطع بال پهن (تیرها و ستون ها) انجام شده است و مقادیر میانگین و انحراف معیار برای سه نوع فولاد سازه ای A36, A572 grade 50 و A992 grade 50 محاسبه شده است (جداول ۳-۳ و ۳-۴).

جدول ۳-۳. مقادیر میانگین و انحراف معیار مربوط به  $f_u$  و  $f_y$  بر اساس آزمایشات انجام شده روی بال مقاطع [۴۰].

مشخصات مصالح	میانگین $F_y$ (ksi)	$\sigma_{F_y}$ (ksi)	میانگین $F_u$ (ksi)	$\sigma_{F_u}$ (ksi)	$\rho_{F_y, F_u}$
A36	45.0	5.2	66.1	4.3	0.851
A572 Gr.50	52.7	5.0	71.4	5.3	0.778
A992	55.1	5.6	74.5	4.6	0.784

جدول ۴-۳. مقادیر میانگین و انحراف معیار مربوط به  $f_u$  و  $f_y$  بر اساس آزمایشات انجام شده روی جان مقاطع

[۴۰].

مشخصات مصالح	میانگین $F_y$ (ksi)	$\sigma_{F_y}$ (ksi)	میانگین $F_u$ (ksi)	$\sigma_{F_u}$ (ksi)	$\rho_{F_y, F_u}$
A36	50.3	6.4	68.3	4.6	0.735
A572 Gr.50	54.8	5.9	72.9	5.9	0.761
A992	54.7	3.3	74.9	4.2	0.902

همچنین مقادیر آماری مربوط به  $\theta_p$ ،  $\theta_{pc}$  و  $\theta_{pc}$  بر اساس آزمایشات انجام شده در مورد مقاطع RBS و غیر RBS در جداول ۳-۵ و ۳-۶ ارائه شده است.

جدول ۳-۵. مقادیر میانگین و انحراف معیار مربوط به  $M_c/M_y$  و  $M_y/M_{y,p}$  [۴۰].

نوع اتصال (بدون دال)	میانگین $M_c/M_y$	$\sigma_{M_c/M_y}$	میانگین $M_y/M_{y,p}$	$\sigma_{M_y/M_{y,p}}$
RBS	1.09	0.03	1.06	0.12
Other than RBS	1.11	0.05	1.17	0.21

جدول ۳-۶. مقادیر میانگین و انحراف معیار پارامترهای مدل سازی برای مقاطع W شکل [۴۰].

نوع اتصال (بدون دال)	میانگین $\theta_p$ (rad)	$\sigma_{\theta_p}$ (rad)	میانگین $\theta_{pc}$ (rad)	$\sigma_{\theta_{pc}}$ (rad)	میانگین $\lambda$	$\sigma_\lambda$
Other than RBS	0.025	0.43	0.16	0.41	1.00	0.43
RBS	0.025	0.33	0.23	0.32	1.15	0.34
Other than RBS ( $d \geq 21"$ )	0.020	0.31	0.15	0.35	0.88	0.41
RBS ( $d \geq 21"$ )	0.025	0.29	0.21	0.30	1.00	0.34

در مورد دیگر پارامترهای مدل سازی مقادیر آماری از مرجع [۲] انتخاب شده است. مقادیر مربوط به میانگین و واریانس متغیرهای تصادفی انتخاب شده در جدول ۳-۷ ارائه شده است.

مقادیر همبستگی بین پارامترهای  $\theta_p$ ،  $\theta_{pc}$ ،  $\theta_p$  و  $\theta_{pc}$  در جدول ۳-۸ نشان داده شده است. مقادیر هم بستگی برای اعضای یکسان (تیرها و یا ستون ها) و بین اعضای مختلف (تیرها و ستون ها) بر اساس آزمایشات انجام شده بدست آمده است [۴۰].

جدول ۳-۷. مشخصه های آماری متغیرهای تصادفی انتخاب شده.

متغیر	میانگین	واریانس	توزیع	مرجع	
$\theta_{p,b}$	ظرفیت دورانی پلاستیک تیرها	0.025rad	0.29	لگ نرمال	[۴۰]
$\theta_{pc,b}$	ظرفیت دورانی بعد از نقطه پیک تیرها	0.21rad	0.3	لگ نرمال	[۴۰]
$\theta_{p,c}$	ظرفیت دورانی پلاستیک ستون ها	0.02 rad	0.31	لگ نرمال	[۴۰]
$\theta_{pc,c}$	ظرفیت دورانی بعد از نقطه پیک ستون ها	0.15 rad	0.35	لگ نرمال	[۴۰]
$\Lambda_b$	سرعت زوال چرخه ای تیرها	1	0.34	لگ نرمال	[۴۰]
$\Lambda_c$	سرعت زوال چرخه ای ستون ها	0.88	0.41	لگ نرمال	[۴۰]
$M_c/M_y, b$	نسبت مقاومت نقطه اوج به مقاومت تسلیم موثر تیرها	1.09	0.03	لگ نرمال	[۴۰]
$M_c/M_y, c$	نسبت مقاومت نقطه اوج به مقاومت تسلیم موثر ستون ها	1.11	0.05	لگ نرمال	[۴۰]
$\theta_{u,b}$	ظرفیت دورانی نهایی تیرها	0.2 rad	0.6	لگ نرمال	[۲]
$\theta_{u,c}$	ظرفیت دورانی نهایی تیرها	0.1 rad	0.4	لگ نرمال	[۲]
$f_y$	مقاومت فولاد	45 Ksi	9	نرمال	[۲]
$c$	نسبت میرایی	2%	0.8	نرمال	[۲]
$m_1$	جرم طبقه اول	510 kips	51	نرمال	[۲]
$m_{2,3}$	جرم طبقات دوم و سوم	525 kips	52	نرمال	[۲]
$m_4$	جرم طبقه چهارم	570 kips	57	نرمال	[۲]

جدول ۳-۸. ضرایب هم بستگی بین دوران ها و سرعت زوال چرخه ای [۴۰].

	$\Theta_{p,b}$	$\Theta_{pc,b}$	$\Theta_{u,b}$	$\Lambda_b$		$\Theta_{p,c}$	$\Theta_{pc,c}$	$\Theta_{u,c}$	$\Lambda_c$
$\Theta_{p,b}$	1	0.54	0.54	0.65	$\Theta_{p,c}$	1	0.6	0.6	0.56
$\Theta_{pc,b}$	0.54	1	0.54	0.63	$\Theta_{pc,c}$	0.6	1	0.6	0.58
$\Theta_{u,b}$	0.54	0.54	1	...	$\Theta_{u,c}$	0.6	0.6	1	...
$\Lambda_b$	0.65	0.63	...	1	$\Lambda_c$	0.56	0.58	...	1

### ۳-۴-۲- تولید نمونه ها با استفاده از روش LHS

برای تولید نمونه ها از برنامه LHS استفاده شده است. این برنامه در فضای UNLX نوشته شده است. برای تولید نمونه ها فایل متنی به عنوان ورودی به برنامه داده می شود که در آن مواردی مانند تعداد شبیه سازی، متغیرهای تصادفی و مشخصات آماری آن ها، همبستگی بین پارامترها ثبت می شود. بر اساس مطالعات انجام شده زمانیکه تعداد شبیه سازی از 'تعداد متغیرهای تصادفی بیشتر باشد، نتایج دقیقی از بررسی تاثیر عدم قطعیت ها حاصل می شود [۲]. معیار E برای محاسبه اختلاف بین ماتریس هم بستگی ایجاد شده و تعریف شده می باشد که از رابطه ۲-۱۶ بدست می آید.

$$E = \frac{2}{N_{var}(N_{var}-1)} \sqrt{\sum_{i=1}^{N_{var}-1} \sum_{j=i+1}^{N_{var}} (S_{i,j} - k_{i,j})^2} \quad (۱۶-۳)$$

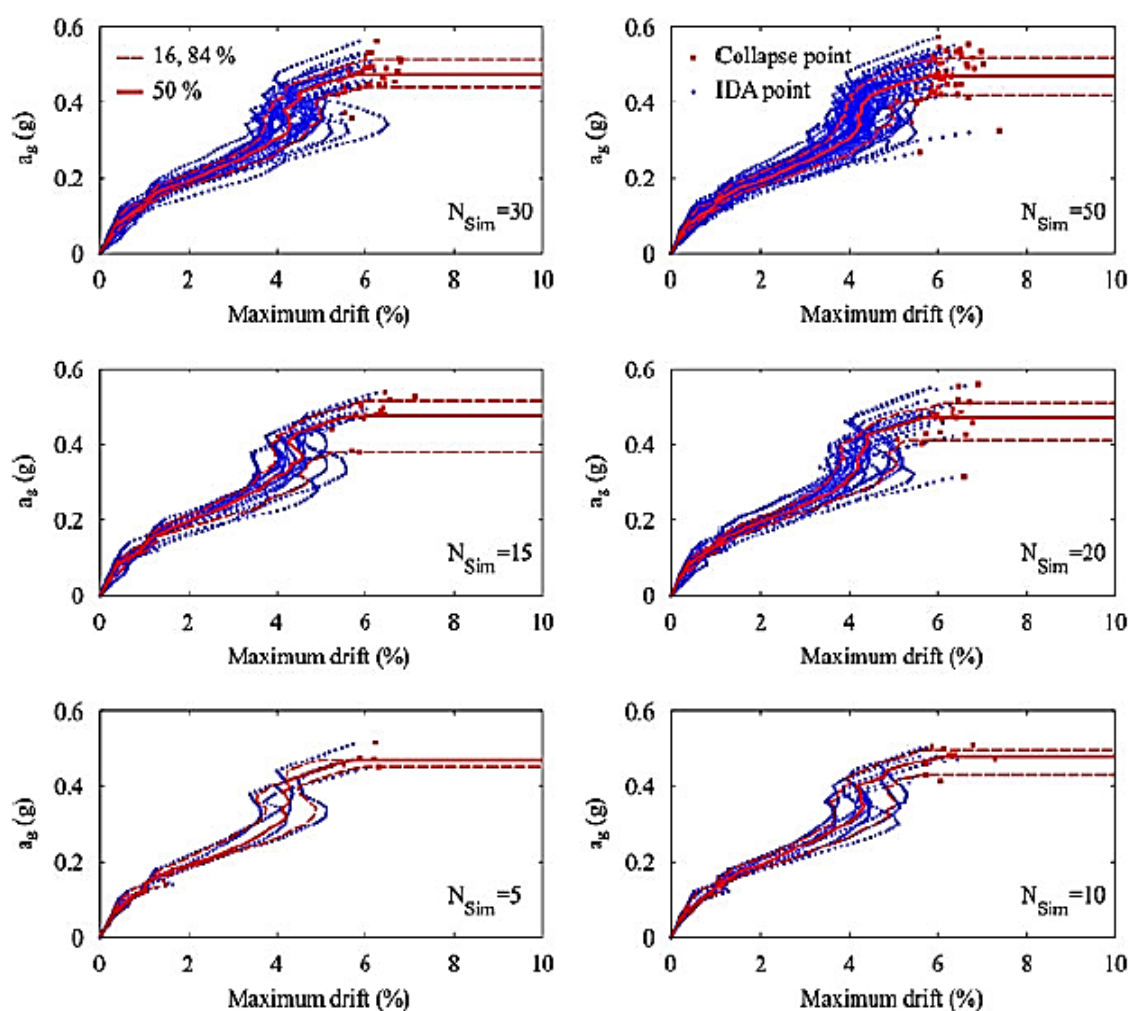
که  $S_{i,j}$  و  $k_{i,j}$  ضرایب همبستگی ایجاد شده و تعریف شده بین متغیرهای تصادفی  $x_i$  و  $x_j$  می باشد و  $N_{var}$  تعداد متغیرهای تصادفی می باشد.

بر اساس مرجع [۲] متغیرهای تصادفی برای مقادیر مختلف  $N_{sim}$  تولید شده اند که دو دلیل برای انجام این کار وجود دارد: اولاً چه مقدار از نمونه ها برای آنالیزهای بعدی مناسب است و ثانیاً  $N_{sim}$  چه مقدار بر روی پارامترهای تقاضای مهندسی تاثیر می گذارند. زمانیکه E به مقدار کافی کوچک باشد فرض می شود که تعداد نمونه های شبیه سازی شده مناسب است. در جدول ۳-۹ مقدار E و  $E_{max}$  برای اندازه های مختلف  $N_{sim}$  محاسبه شده است و بر اساس نتایج زمانیکه تعداد  $N_{sim}$  که در مطالعه Dolsek ۱۲ است، بیشتر می شود هر دو مقدار E و  $E_{max}$  کاهش پیدا می کند.

جدول ۹-۳. مقادیر  $E$  و  $E_{max}$  برای مقادیر مختلف  $N_{sim}$  [۲].

$N_{sim}$	5	10	15	20	25	30	50
$E$	0.0526	0.0216	0.0020	0.0011	0.0006	0.0004	0.0001
$E_{max}=\max(S_{j,i}-K_{j,i})$	0.9260	0.3532	0.0371	0.0225	0.0141	0.0069	0.0024

همچنین منحنی های IDA برای تعداد مختلف شبیه سازی در شکل ۹-۳ رسم شده است و مطابق شکل تعداد شبیه سازی ۵ و ۱۰ از دیگر منحنی ها متفاوت است.



شکل ۹-۳. منحنی های IDA برای تعداد شبیه سازی های مختلف [۲].

### ۳-۴-۳- بررسی تاثیر عدم قطعیت های مدل سازی

برای بررسی تاثیر عدم قطعیت ها، سازه ای که توسط میانگین متغیرهای تصادفی مدل شده است، تحت هر یک از رکوردهای انتخاب شده تحلیل و سپس به تعداد  $N_{sim}$  مدل های سازه ای ایجاد می شوند و هر سازه به صورت تصادفی با یکی از رکوردها تحلیل شده است. تعداد شبیه سازی ها در این مطالعه ۱۵، ۲۵ و ۴۵ می باشد. مشخصات رکوردهای انتخاب شده در جدول ۳-۱۰ آمده است که بر اساس سایت PEER [۴۱] انتخاب شده اند.

### ۳-۵- منحنی های شکنندگی (Fragility Curves)

به منظور بیان کمی آسیب پذیری اجزای مختلف سازه ای و یا غیر سازه ای بر حسب میزان خطر زلزله می توان احتمال وقوع یا فرا گذشت از یک میزان خسارت خاص را بر حسب یک ویژگی معرف زلزله نظیر  $PGA$ ,  $PGV$ ,  $PGD$  بیان نمود. تکرار این عملیات برای مقادیر مختلف  $PGA$  یا سایر تک پارامترها، منجر به تولید منحنی های نرمال شده ای موسوم به منحنی شکنندگی (Fragility curve) میگردد. شکنندگی توسط رابطه ۳-۱۷ تعریف می شود که  $DS$  حالت خرابی می باشد و  $IM$  بیانگر اندازه شدت می باشد که در این مطالعه شتاب طیفی ( $Sa$ ) به عنوان اندازه شدت در نظر گرفته شده است.

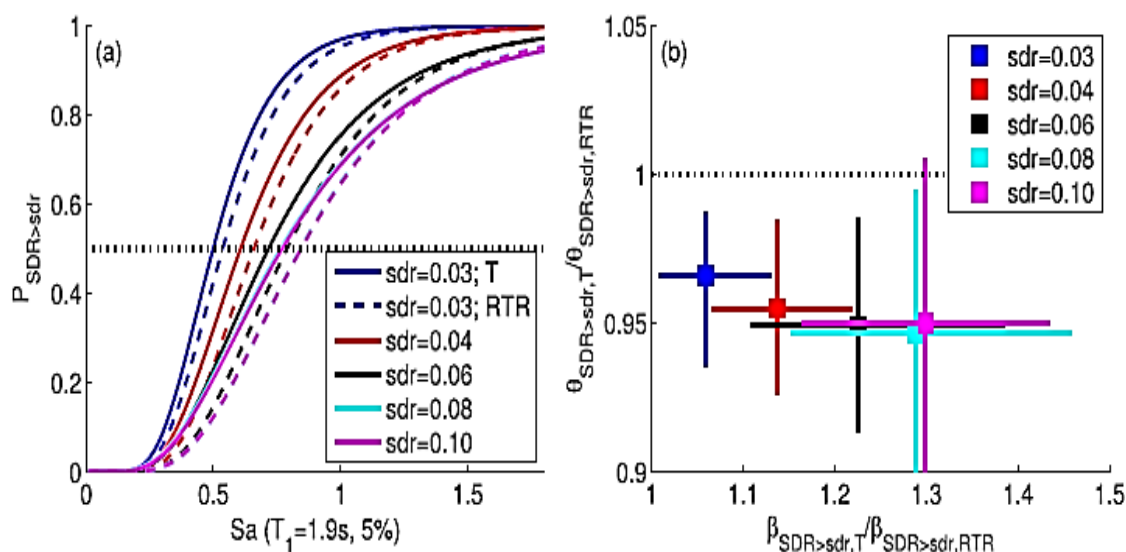
$$Fragility = P[EDP > DS | IM] \quad (3-17)$$

تاثیر عدم قطعیت های مدل سازی روی منحنی های شکنندگی توسط مطالعات مختلف بررسی شده است [۴، ۷، ۸ و ۴۷]. با توجه به مطالعات انجام شده در نظرگیری عدم قطعیت های مدل سازی سبب افزایش احتمال فراگذشت در یک شتاب مشخص در حالات خرابی مختلف می شود که در حالت فروریزش این اثر بیشتر است [۴ و ۸]. در مطالعه ای که توسط Gokkaya و همکارانش [۸] انجام شده است، تاثیر عدم قطعیت های مدل سازی روی منحنی های شکنندگی بررسی شده است و بر اساس نتایج برای جابجایی های نسبی کمتر از ۰،۰۳، عدم قطعیت های مدل سازی تاثیر کمی روی نتایج دارد. برای مثال در جابجایی نسبی ۰،۰۳، میانگین فرکانس سالانه فراگذشت حدود ۲۰٪ افزایش می یابد. در جابه جایی های نسبی حدود ۰،۰۷ تا ۰،۱ باعث افزایش پراکندگی منحنی های شکنندگی تا حدود ۱،۳ برابر شده است و سرعت فراگذشت حدود ۱،۸ برابر افزایش می یابد. در شکل ۳-۱۰ تاثیر عدم قطعیت های مدل سازی روی منحنی های شکنندگی نشان داده شده است که  $\beta_{SDR>sdR,T}$  پراکندگی مربوط به حالتی است که هم عدم قطعیت های مربوط به رکوردها در نظر گرفته شده است و هم عدم قطعیت های مدل سازی در حالیکه  $\beta_{SDR>sdR,RTR}$  مربوط به حالتی است که فقط عدم قطعیت های مربوط به رکوردها در نظر گرفته شده است. و  $\theta$  مربوط به میانگین منحنی های شکنندگی می باشد که با در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی کاهش می یابد.



جدول ۳-۱۰. مجموعه رکوردهای انتخاب شده.

No.	Earthquake	Station	magnitude	PGA(g)	R(km)
1	Borrego Mtn	LA-Hollywood Stor FF	6.63	0.01269	222.42
2	Borrego Mtn	San Onofre-So Cal Edison	6.63	0.0321	129.11
3	Borrego Mtn	LB-Terminal Island	6.63	0.0069	199.84
4	Borrego Mtn	El Centro Array #9	6.63	0.1327	45.12
5	Imperial Valley	Aeropuerto Mexicali	6.53	0.3068	0
6	Imperial Valley	Agrarias	6.53	0.2873	0
7	Imperial Valley	Bond Corner	6.53	0.5167	0.44
8	Imperial Valley	El Centro Array #1	6.53	0.0654	15.5
9	Imperial Valley	El Centro Array #13	6.53	0.0464	21.9
10	Imperial Valley	El Centro Array #12	6.53	0.0656	18.2
11	Imperial Valley	El Centro Array #4	6.53	0.2114	4.9
12	Imperial Valley	Ec County Center FF	6.53	0.212	7.31
13	Imperial Valley	El Centro-Meloland Geot Array	6.53	0.2347	0.07
14	Imperial Valley	Plaster City	6.53	0.0384	31.7
15	Imperial Valley	Westmorland Fire station	6.53	0.0761	15.1
16	Imperial Valley	Victoria	6.53	0.0894	31.92
17	Imperial Valley	Delta	6.53	0.217	43.6
18	Livermore	San Ramon-Eastman Kodak	5.8	0.0932	15.19
19	Livermore	Del Valle Dam(Toe)	5.8	0.0884	23.92
20	Livermore	San Ramon Fire Station	5.8	0.0551	15.84
21	Livermore	Tracy-Sewage Treatm \plant	5.8	0.0664	53.35
22	Loma Prieta	Gilroy Array #3	6.9	0.2876	14.4
23	Loma Prieta	Agnews State Hospital	6.9	0.1695	28.2
24	Loma Prieta	Capitola	6.9	0.4576	14.5
25	Loma Prieta	Gilroy Array #4	6.9	0.1615	16.1
26	Loma Prieta	Hollister City Hall	6.9	0.2463	28.2
27	Loma Prieta	Hollister Differential Array	6.9	0.2124	25.8
28	Loma Prieta	Halls Valley	6.9	0.1341	31.6
29	Loma Prieta	Salinas-John & Work	6.9	0.0915	32.6
30	Loma Prieta	Palo Alto-SIAC Lab	6.9	0.1948	36.3
31	Loma Prieta	Sunny Vale-Colton Ave	6.9	0.1696	28.8
32	Morgan Hill	Agnews State Hospital	6.2	0.0317	29.4
33	Morgan Hill	Gilroy Array #3	6.2	0.4026	14.6
34	Morgan Hill	San Juan Bautista , 24 Polk St	6.2	0.0438	27.15
35	Point Mugu	Port Hueneme	5.8	0.1278	25
36	N.Palm Springs	San Jacinto Valley Cemetery	6	0.064	36.9
37	N.Palm Springs	Indio	6	0.0596	39.6
38	N.Palm Springs	Palm Springs Airport	6	0.142	10.08
39	San Fernando	LA-Hollywood Stor Lot	6.6	0.2248	21.3
40	Superstition Hills	El Centro Imp.Co.Cent	6.54	0.3573	13.9
41	Superstition Hills	Imperial Valley Wildlife Liquefaction Array	6.54	0.132	23.85
42	Whittier Narrows	Downey - Birchdale	6	0.2317	56.8
43	Whittier Narrows	Terminal Island - S Seaside	6	0.0402	35.7
44	Whittier Narrows	Compton - Castlegate St	6	0.332	16.9
45	Point Mugu	Port Hueneme	25	0.112	5.8



شکل ۳-۱۰. (a) منحنی های شکنندگی مربوط به ساختمان هشت طبقه بتنی. (b) تاثیر عدم قطعیت های مدل سازی بر روی مقادیر پراکندگی و میانگین منحنی های شکنندگی [۸].

در این پایان نامه سه حالت خرابی در نظر گرفته شده است که شامل ایمنی جانی (LS)، آستانه فروریزش (CP) و فروریزش (F) می باشد. جابجایی نسبی بین طبقه ای مربوط به حالت های خرابی LS و CP به ترتیب برابر ۲٫۵٪ و ۵٪ می باشد که بر اساس مرجع [۴۸] انتخاب شده است و برای حالت خرابی F برابر ۷٪ می باشد.

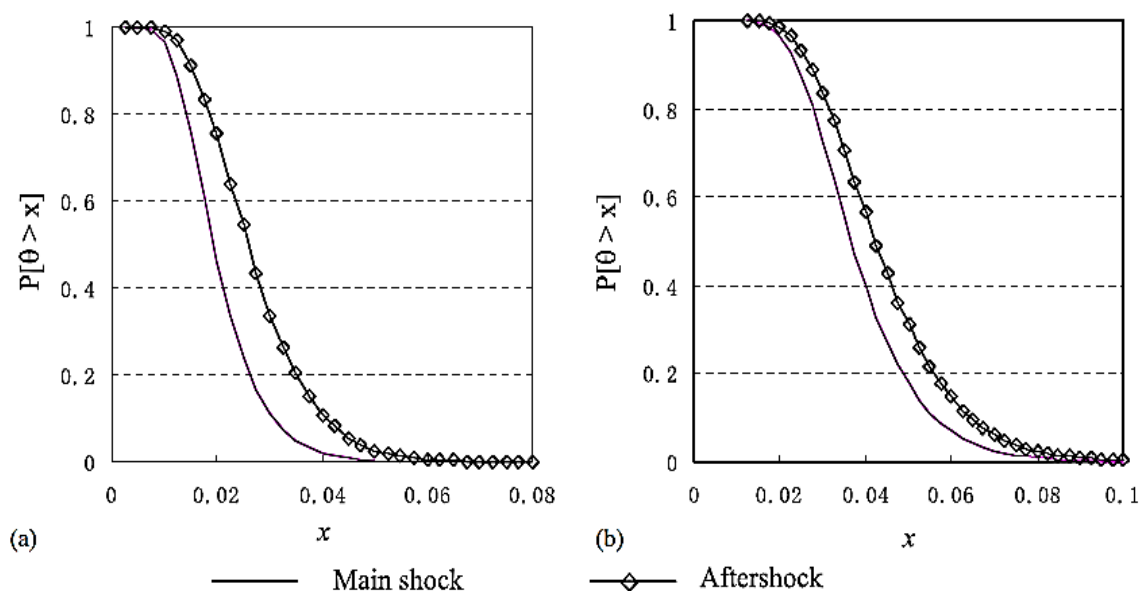
### ۳-۶- در نظرگیری خرابی تجمعی ناشی از زلزله های متوالی

همان طور که در نقاط مختلف جهان مشاهده شده است، وقوع زمین لرزه ها معمولا با پس لرزه همراه است و معمولا زمان کافی برای بازسازی خرابی های ناشی از زمین لرزه های اصلی وجود ندارد و در نتیجه چون سازه آسیب دیده است، پتانسیل خرابی اش در برابر پس لرزه بیشتر شده و وضعیت بحرانی می شود. برای نمونه در زلزله ۱۷ آگست ۱۹۹۹ Kocaeli که شدت زمین لرزه ۷٫۴ بوده و دارای پس لرزه ای به شدت ۵٫۹ در ۱۳ سپتامبر بوده است، یک ساختمان بتنی تحت زمین لرزه اصلی به صورت جزئی آسیب دیده بود تحت پس لرزه ای که شدت کمتری از زمین لرزه اصلی بود فروریخت.

در زلزله های ۲۰۱۰-۲۰۱۱ نیوزلند (زلزله Darfield به بزرگی ۷٫۱ در ۴ سپتامبر ۲۰۱۰، زلزله Christchurch به بزرگی ۶٫۲ در ۲۲ فوریه ۲۰۱۱ و پس لرزه ای به بزرگی ۶٫۲ در ۱۳ جون ۲۰۱۱) رخداد اولی باعث شد که خرابی جزئی تا متوسط در ساختمان های بتنی قدیمی ایجاد شود. رخداد

دومی با لرزش بیشتر باعث خرابی متوسط تا شدید برای تعدادی از ساختمان های مدرن و بتنی قدیمی شد. رخداد سوم باعث خرابی چشمگیر در ساختمان هایی که در رخداد اول و دوم آسیب ندیده بودند، شد. برای مثال یک ساختمان سه طبقه بتنی در رخداد لرزه ای دوم دچار خرابی برشی ستون شد و در رخداد سوم فرو ریخت [۲۵].

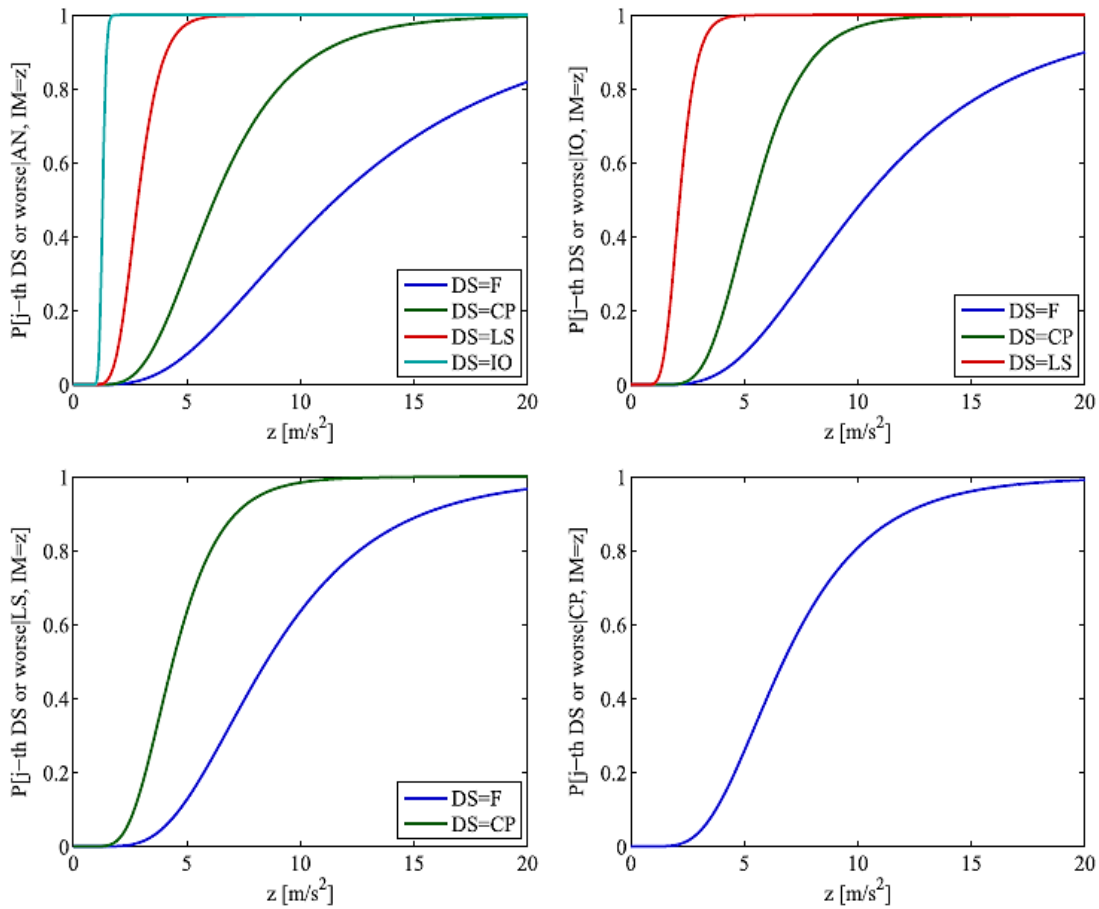
برای مثال Li و Ellingwood [۱۷] تاثیر پس لرزه روی ماکزیمم جابجایی نسبی بین طبقه ای را بررسی نموده اند و بر اساس نتیجه مطالعه آن ها همان طور که در شکل ۳-۱۱ مشخص است، وقوع پس لرزه باعث می شود که احتمال فراگذشت از یک مقدار جابجایی نسبی مشخص افزایش یابد.



شکل ۳-۱۱. توزیع احتمال جابجایی نسبی ماکزیمم بین طبقه ای ساختمان ۹ طبقه. (a) سطح خطر  $\frac{10}{50}$

(b) سطح خطر  $\frac{2}{50}$  [۱۷].

در مطالعه ای که توسط Iervolino و همکارانش [۳۵] انجام شده است، منحنی های شکنندگی برای چهار حالت خرابی خدمت رسانی بی وقفه (IO)، CP، LS و F رسم شده است. این منحنی ها با فرض بودن سازه در حالات خرابی مختلف رسم شده است (شکل ۳-۱۲). همان طور که در شکل مشاهده می شود، زمانیکه سازه آسیب دیده است (به یکی از حالات خرابی رسیده است)، احتمال فروریزش در یک شتاب طیفی مشخص افزایش می یابد که ناشی از تاثیر خرابی تجمعی می باشد.



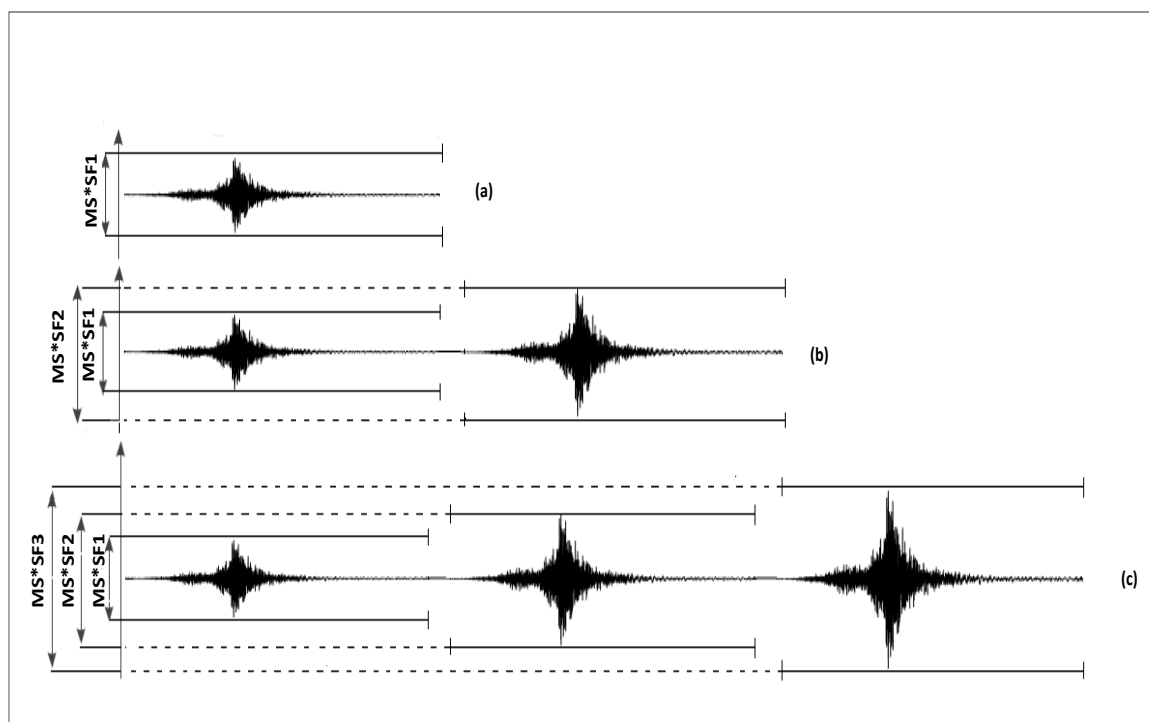
شکل ۳-۱۲. منحنی های شکنندگی وابسته به حالت برای سیستم EPP [۳۵].

در این پایان نامه نیز منحنی های شکنندگی وابسته به حالت برای بررسی تاثیر خرابی تجمعی ناشی از زلزله های متوالی رسم شده است که مراحل رسم این منحنی ها به صورت خلاصه به شرح زیر است:

- سازه تحت رکورد مقیاس شده تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی قرار می گیرد. هر رکورد طوری در دامنه اش مقیاس می شود که سازه به هر یک از حالات خرابی برسد (این مرحله برای همه رکوردها انجام می شود).
- توزیع مقادیر IM بدست آمده از مرحله اول منحنی های شکنندگی مربوط به هر سه حالت خرابی رسم می شود.
- سپس هر رکورد طوری مقیاس می شود که سازه آسیب دیده در مرحله ۱ به حالت خرابی بدتر برسد.

- با توجه به IM های بدست آمده از مرحله قبل منحنی های شکنندگی رسم می شود تا احتمال گذر سازه از یک حالت خرابی به حالت خرابی دیگر بدست آید.
- احتمال ماندن سازه در همان حالت خرابی برابر ۱ منهای مجموع احتمالات گذر به حالات خرابی دیگر است.

فرآیند مقیاس کردن رکوردها در شکل ۳-۱۳ برای سازه ای که آسیب ندیده است (حالت  $AN^1$ )، رسم شده است.



شکل ۳-۱۳. مقیاس کردن رکورد زمین لرزه اصلی تا سازه از حالت  $AN$  به حالت خرابی  $F$  برسد. (a) رکورد زمین لرزه اصلی طوری مقیاس شده است که سازه از حالت  $AN$  به حالت خرابی  $LS$  برسد؛ (b) رکورد دوم با ضریب مقیاس  $SF2$  طوری مقیاس شده است که سازه از حالت خرابی  $LS$  به حالت خرابی  $CP$  برسد؛ (c) رکورد دوم با ضریب مقیاس  $SF3$  طوری مقیاس شده است که سازه از حالت خرابی  $CP$  به حالت خرابی  $F$  برسد.

### ۳-۷- تحلیل حساسیت (Sensitivity Analysis)

حساسیت  $EDP$  های انتخاب شده نسبت به متغیرهای تصادفی بر اساس ضریب همبستگی Spearman (رابطه ۳-۱۸) مشخص می شود که در مطالعات مختلف مورد بررسی قرار گرفته است [۲ و ۴۹].

$$T_i = 1 - \frac{6 \sum_{k=1}^{N_{sim}} (r(X_{i,k}) - r(EDP_k))^2}{N_{sim} (N_{sim}^2 - 1)} \quad (18-3)$$

که  $r(X_{i,k})$  بیانگر رتبه  $k$  امین شبیه سازی متغیر تصادفی  $i$  ام می باشد و  $EDP_k$ ،  $EDP$  مربوط به  $k$  امین شبیه سازی می باشد و  $T_i$  هم بستگی Spearman می باشد که از  $-1$  تا  $1$  متغیر می باشد. مقادیر نزدیک به  $1$  به این معنی است که  $EDP$  وابستگی مثبت زیادی به متغیر تصادفی انتخابی دارد و برای مقادیر نزدیک به  $-1$  برعکس.

## فصل چهارم

# نتایج

#### ۴-۱- منحنی های شکنندگی

برای بررسی تاثیر عدم قطعیت های مدل سازی ترکیب هر سازه با پارامترهای شبیه سازی شده به طور تصادفی با یکی از زلزله ها تحلیل شده است. همچنین برای بررسی تاثیر عدم قطعیت رکوردها این تحلیل برای سازه ای که دارای میانگین پارامترهای تصادفی است با هر یک از زلزله ها انجام شده است. منحنی های شکنندگی برای هر سه حالت خرابی LS, CP, F رسم شده است (شکل ۴-۱). در این شکل LS\_d , CP\_d , F\_d مربوط به حالات خرابی است که فقط عدم قطعیت های مربوط به رکوردها در نظر گرفته شده و LS\_p , CP\_p , F\_p مربوط به در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی و عدم قطعیت های رکوردها است.

#### ۴-۲- منحنی های شکنندگی وابسته به حالت

در اشکال ۴-۲ تا ۴-۴ منحنی های شکنندگی وابسته به حالت یک بار برای سازه متعین که فقط عدم قطعیت های مربوط به رکوردها در نظر گرفته شده است و بار دیگر برای حالت احتمالی که عدم قطعیت های مربوط به مدل سازی و رکوردها در نظر گرفته شده است، رسم شده است.

#### ۴-۳- مقایسه رسیدن به فروریزش تحت زلزله های متوالی و یک زلزله شدید و تاثیر

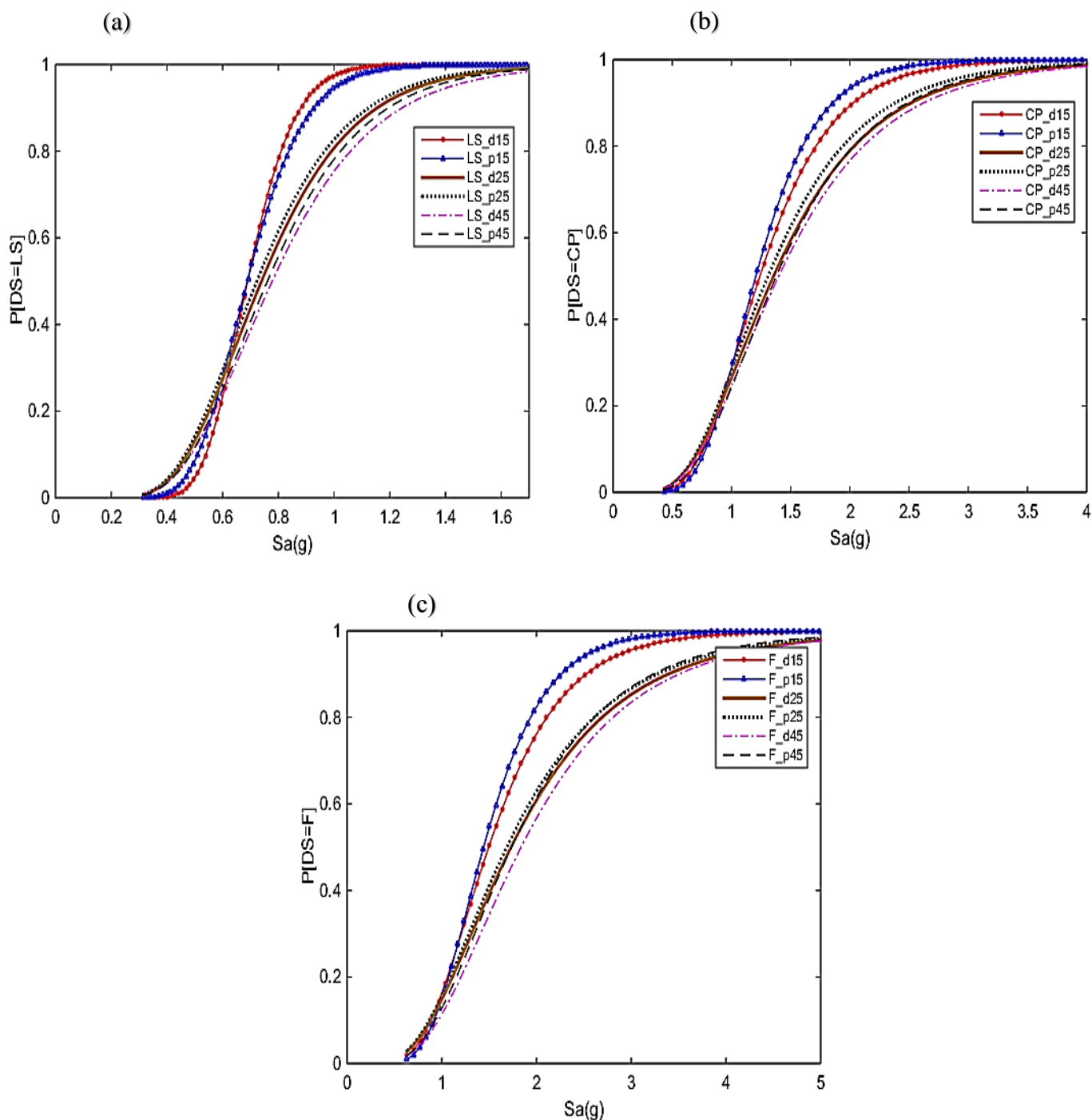
#### عدم قطعیت های مدل سازی بر آن

در شکل ۴-۵ نسبت احتمال رسیدن به فروریزش تحت زلزله های متوالی (تحت سه زلزله متوالی) به رسیدن به حالت فروریزش تحت یک زلزله شدید ( $P([F(seq)]/P[F])$ ) نشان داده شده است.

در شکل ۴-۶ مقایسه بین حالت در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی و در نظر گیری اثر زلزله های متوالی و اثر توأم هر دو و حالتی که فقط عدم قطعیت مربوط به رکوردها در نظر گرفته شده است، انجام شده است. F\_deterministic مربوط به حالتی است که عدم قطعیت های مربوط به رکوردها در نظر گرفته شده است. F\_probabilistic مربوط به حالتی است که علاوه بر در نظر گیری عدم قطعیت های مربوط به رکوردها، عدم قطعیت های مدل سازی نیز در نظر گرفته شده است. F\_accumulation damage مربوط به زلزله های متوالی و تاثیر خرابی تجمعی است و F\_probabilistic and accumulation damage مربوط به در نظر گیری اثرات توأم خرابی تجمعی و تاثیر عدم قطعیت های مدل سازی و عدم قطعیت های مربوط به رکوردها است. در نظر گیری اثر زلزله های متوالی بدین گونه است که سازه تحت سه زلزله به حالت فروریزش رسیده است. ابتدا رکورد طوری مقیاس شده است که سازه به حالت خرابی LS برسد. سپس رکورد طوری مقیاس

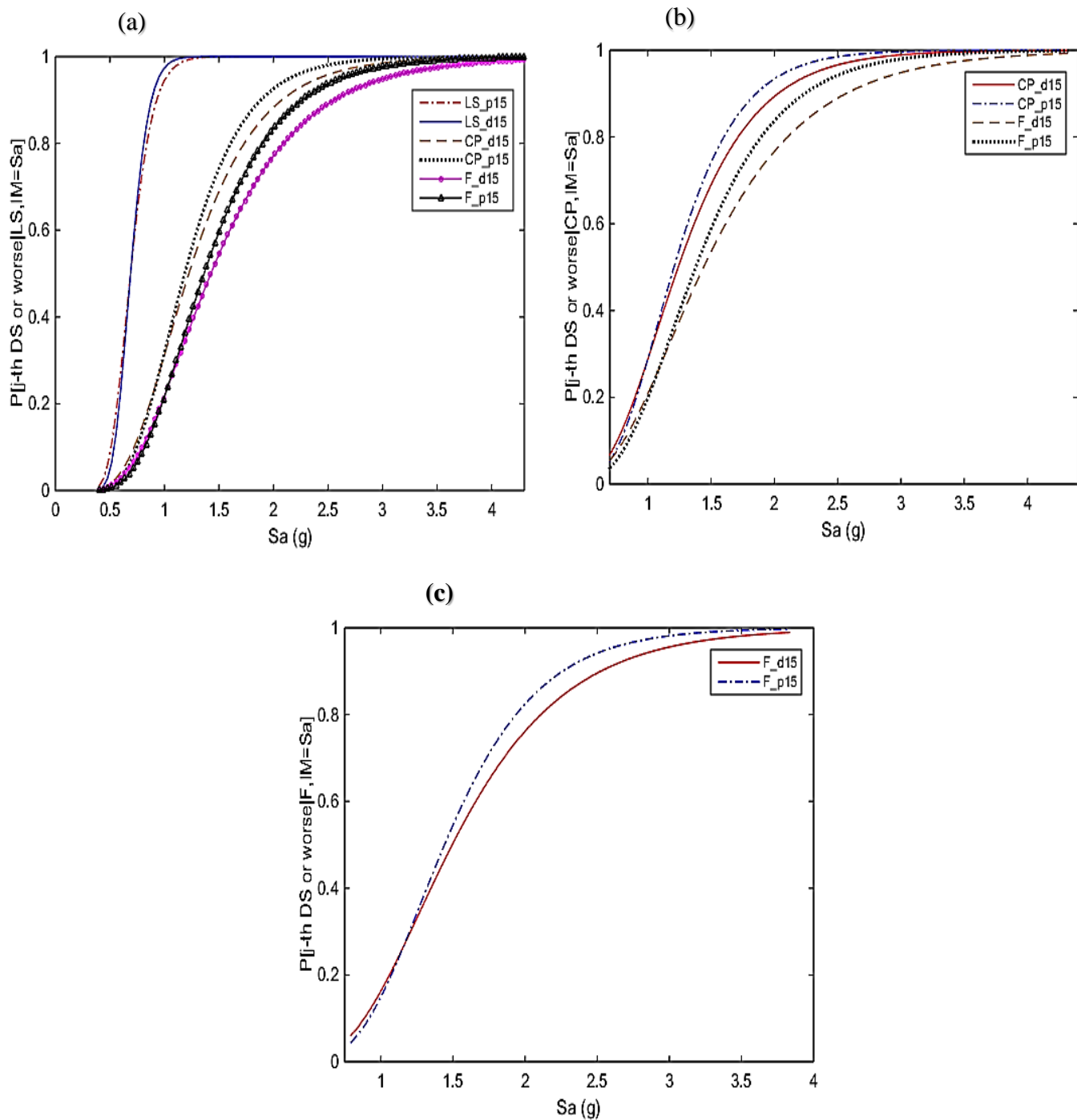


شده که سازه ی آسیب دیده به حالت خرابی CP برسد و در نهایت مقیاس رکورد طوری صورت می گیرد که سازه آسیب دیده در مرحله قبل به حالت فروریزش برسد.

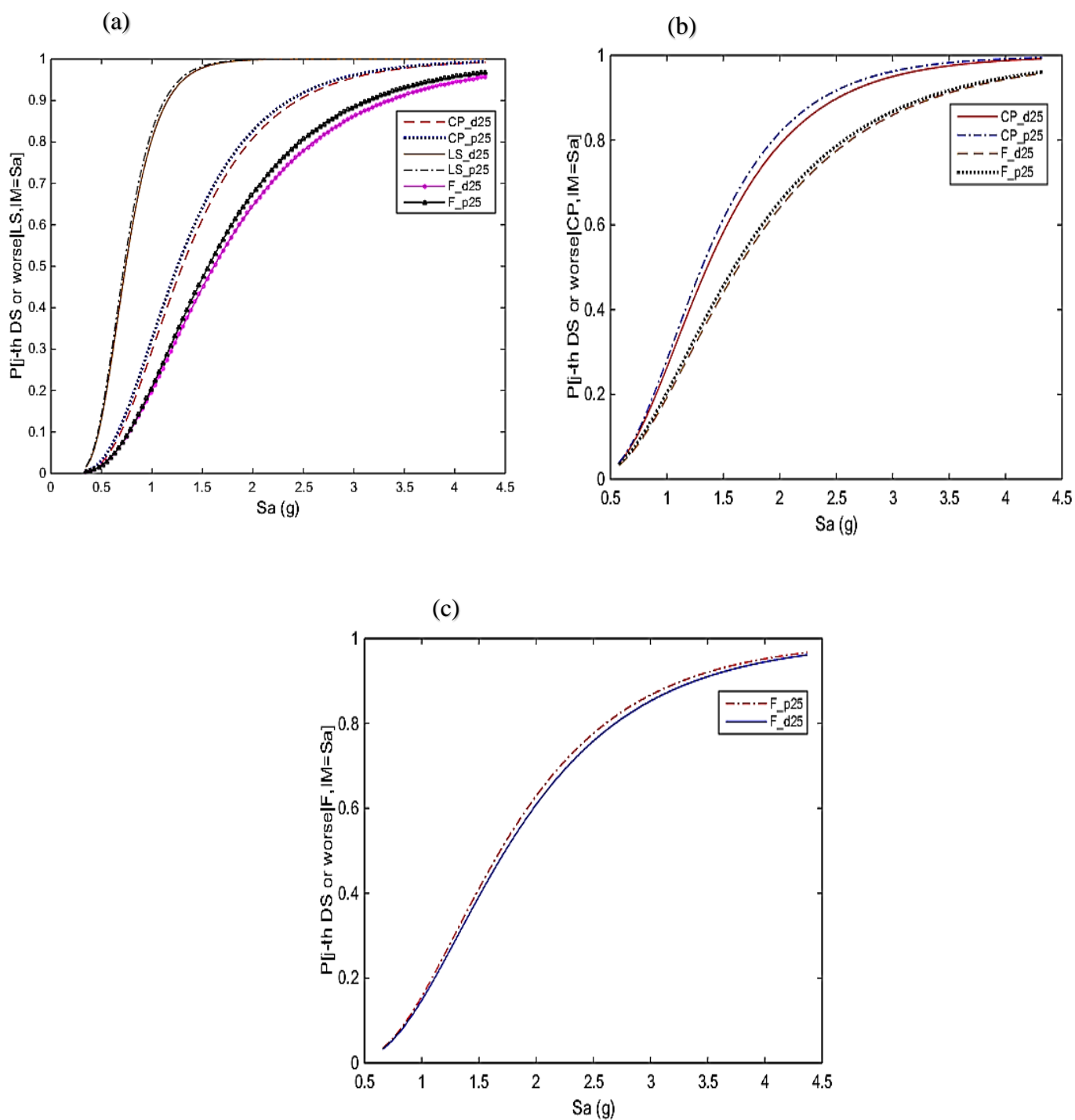


شکل ۴-۱. منحنی های شکنندگی با در نظرگیری عدم قطعیت های مربوط به رکوردها و عدم قطعیت های

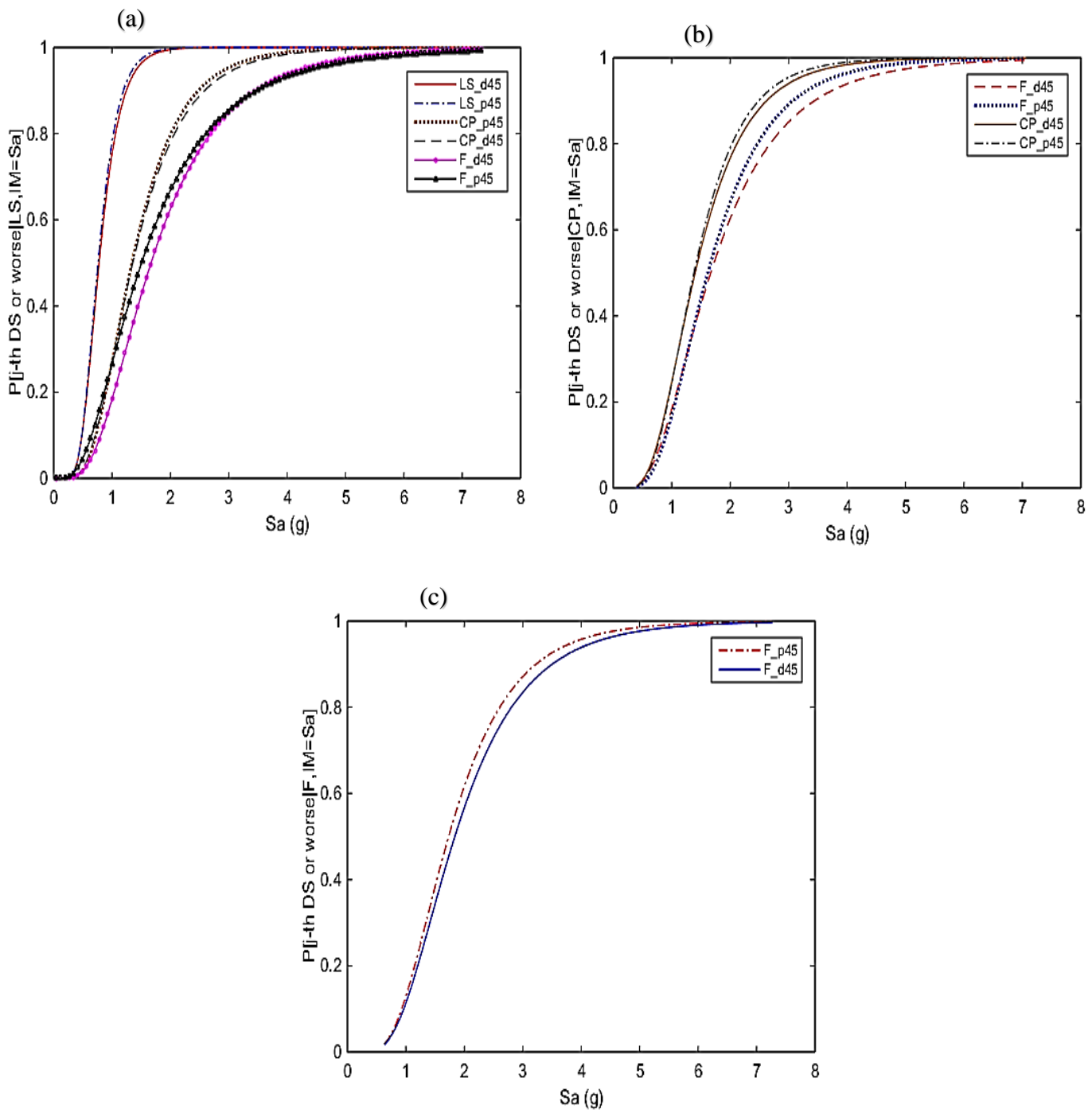
مدل سازی؛ (a) حالت خرابی LS، (b) حالت خرابی CP، (c) حالت خرابی F.



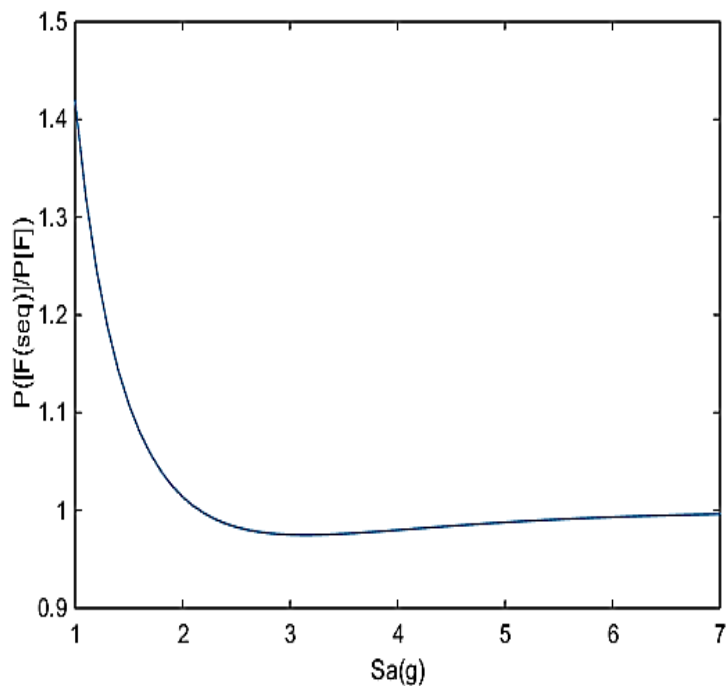
شکل ۴-۲. منحنی های شکنندگی وابسته به حالت برای  $N_{sim}=15$ ؛ (a) سازه در حالت AN می باشد، (b) سازه در حالت LS می باشد، (c) سازه در حالت CP می باشد.



شکل ۳-۴. منحنی های شکنندگی وابسته به حالت برای  $N_{sim}=25$ ؛ (a) سازه در حالت AN می باشد، (b) سازه در حالت LS می باشد، (c) سازه در حالت CP می باشد.



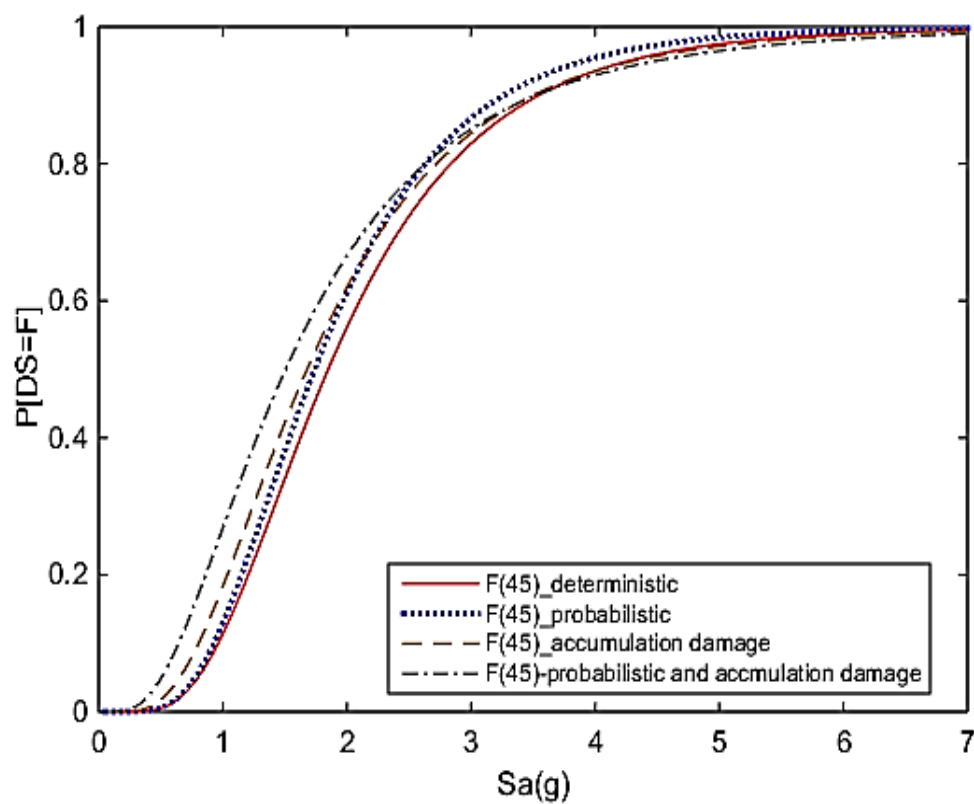
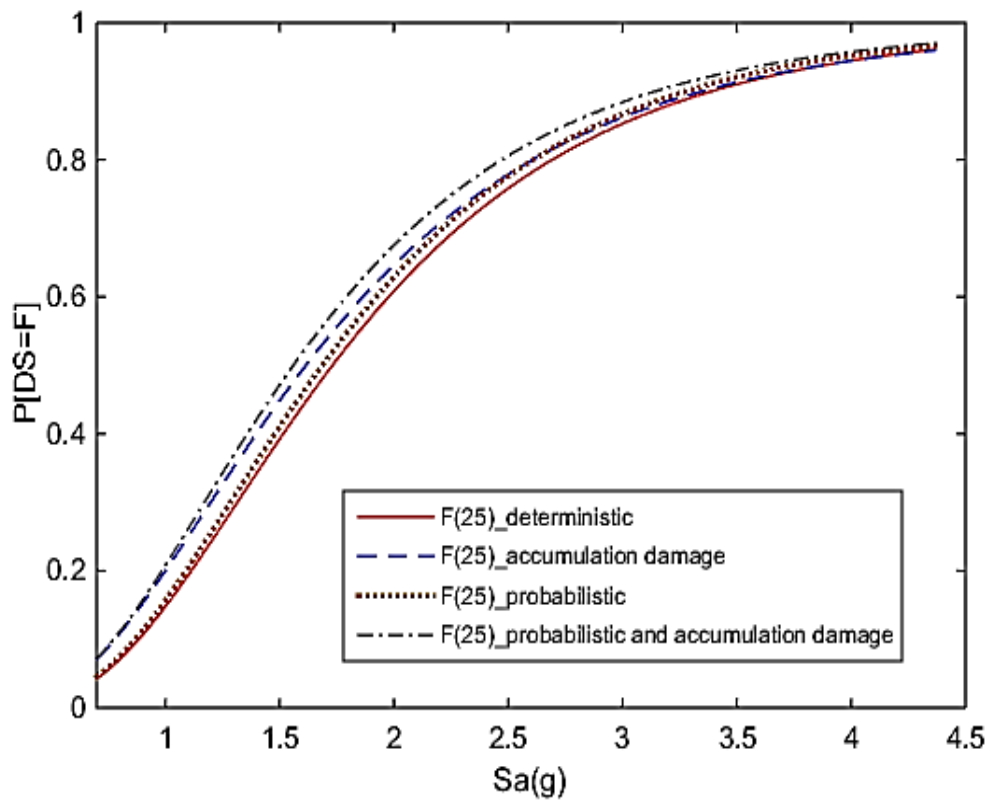
شکل ۴-۴. منحنی های شکنندگی وابسته به حالت برای  $N_{sim}=45$ ؛ (a) سازه در حالت AN می باشد، (b) سازه در حالت LS می باشد، (c) سازه در حالت CP می باشد.



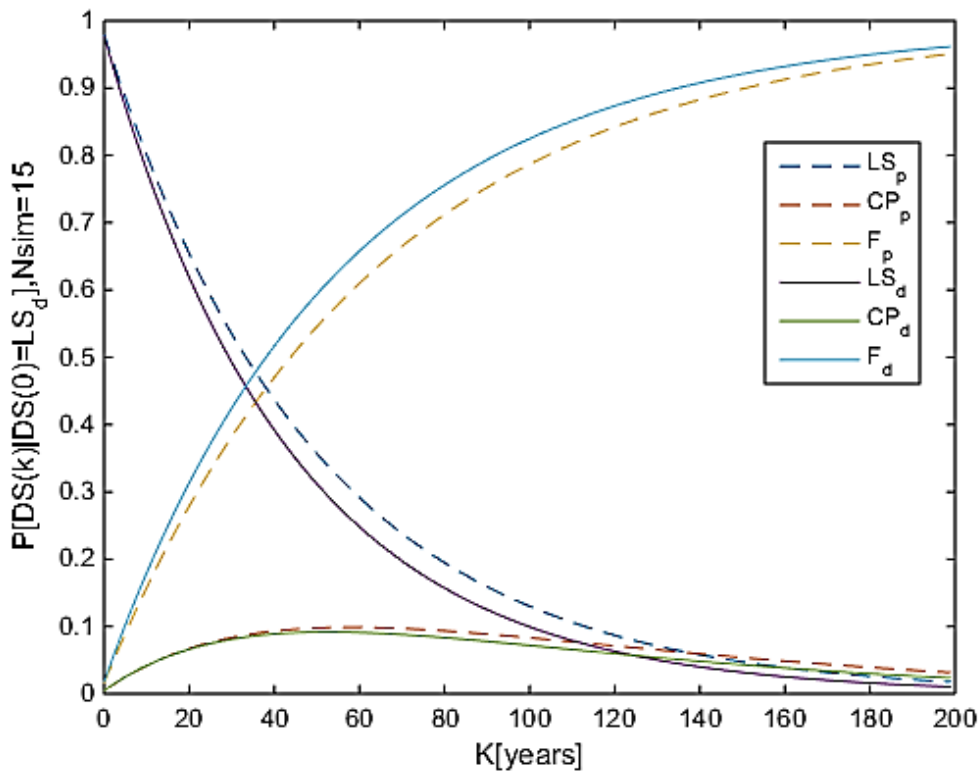
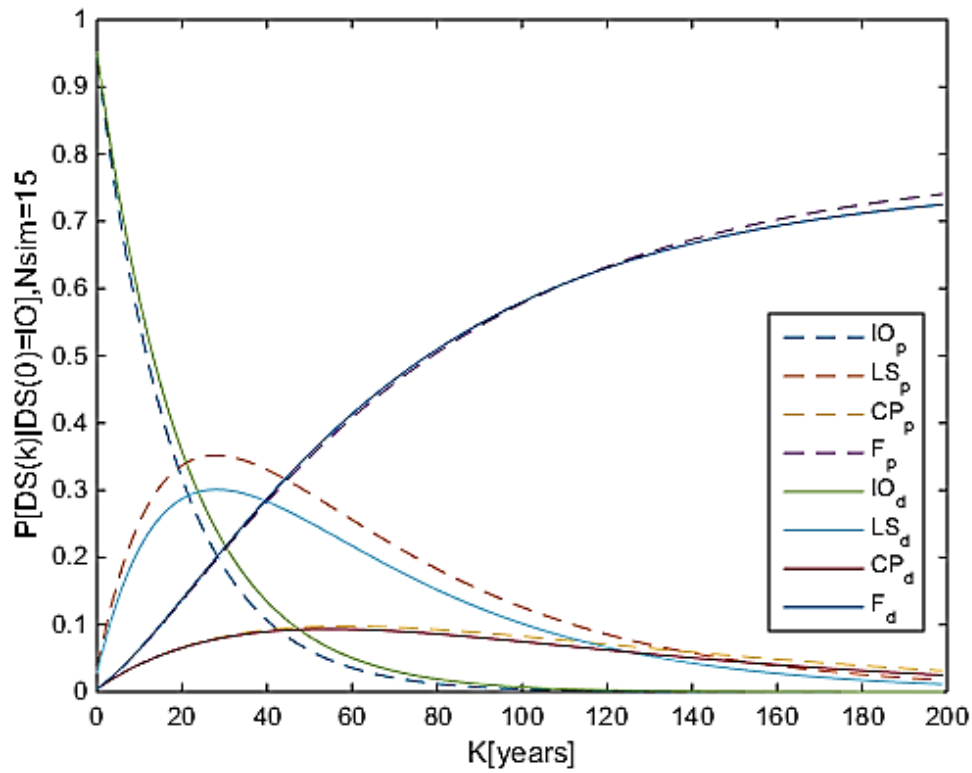
شکل ۴-۵. نسبت بین احتمال فروریزش تحت زلزله های متوالی و حالت متعین بر اساس تابعی از Sa.

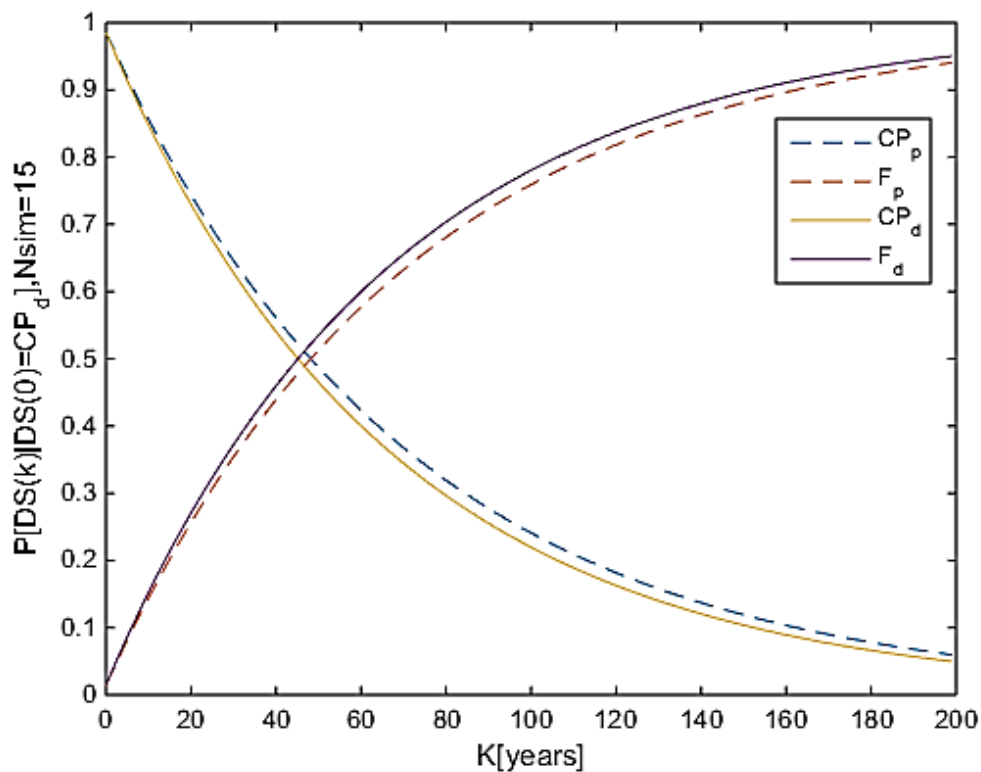
#### ۴-۴- منحنی های شکنندگی وابسته به حالت تحت تابعی از زمان

در شکل های ۴-۷، ۴-۹ و ۴-۱۱ احتمال گذر از یک حالت خرابی به حالت خرابی دیگر توسط زنجیره مارکوف تحت تابعی از زمان برای تعداد شبیه سازی های مختلف رسم شده است. مقادیر نسبت گذر سازه از یک حالت خرابی به حالت خرابی دیگر در با در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی به حالت متعین در شکل های ۴-۸، ۴-۱۰ و ۴-۱۲ نشان داده شده است.

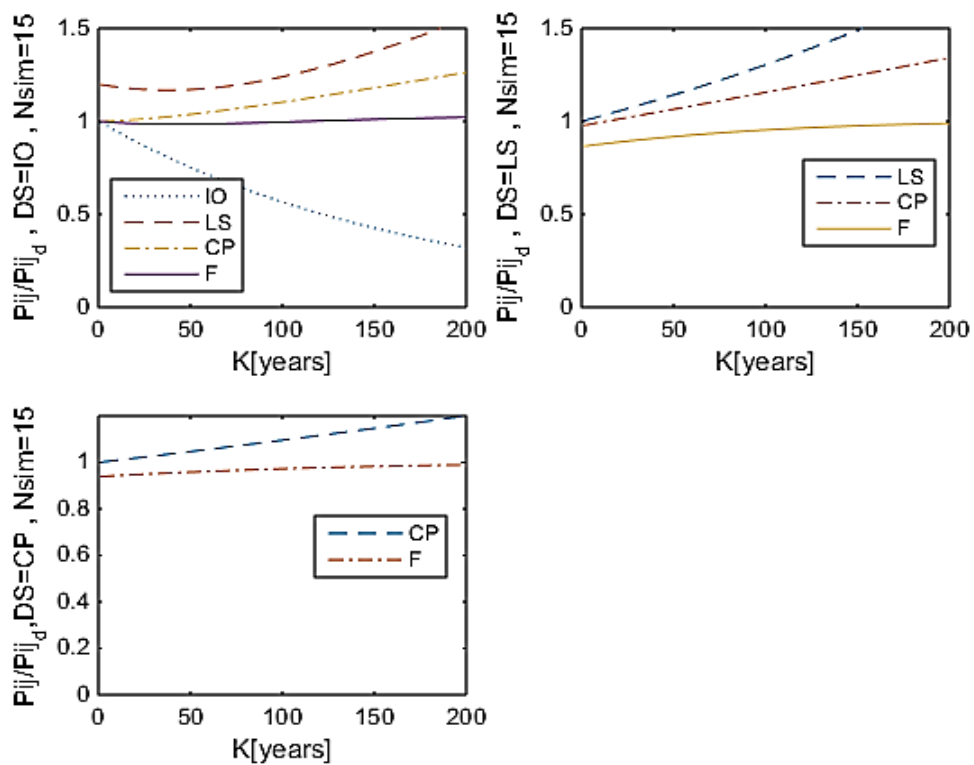


شکل ۴-۶. منحنی های شکنندگی با در نظر گیری تاثیرات تغییر رکوردها، عدم قطعیت های مدل سازی، زلزله های متوالی، اثر توأم عدم قطعیت های مدل سازی و زلزله های متوالی؛ (a) برای  $N_{sim}=45$ ، (b) برای  $N_{sim}=25$ .





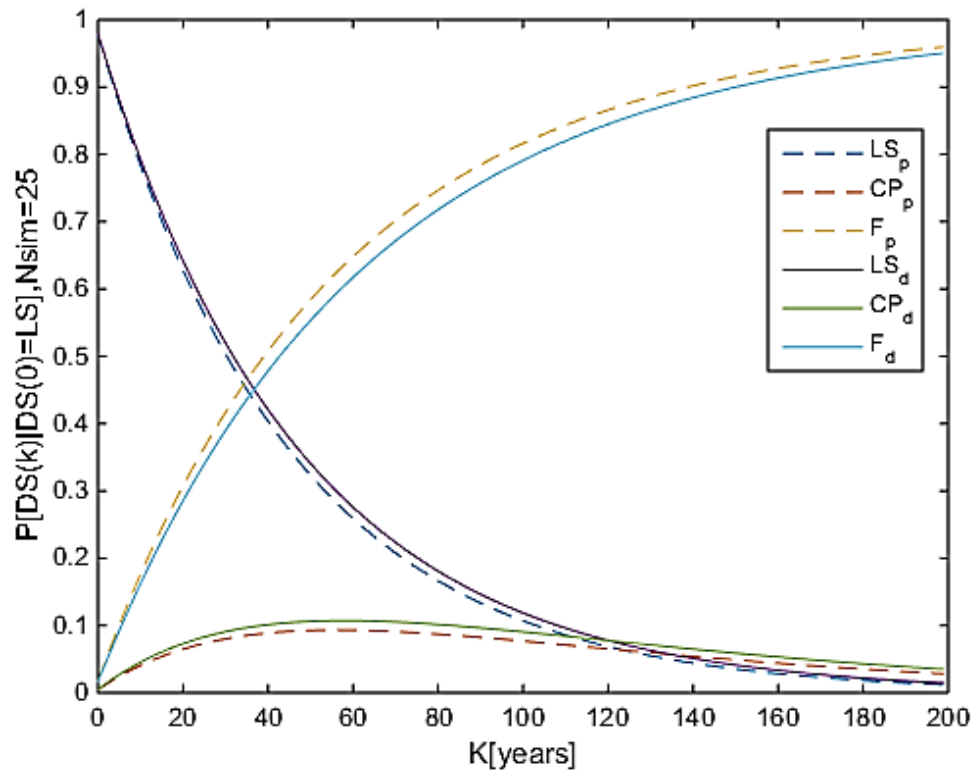
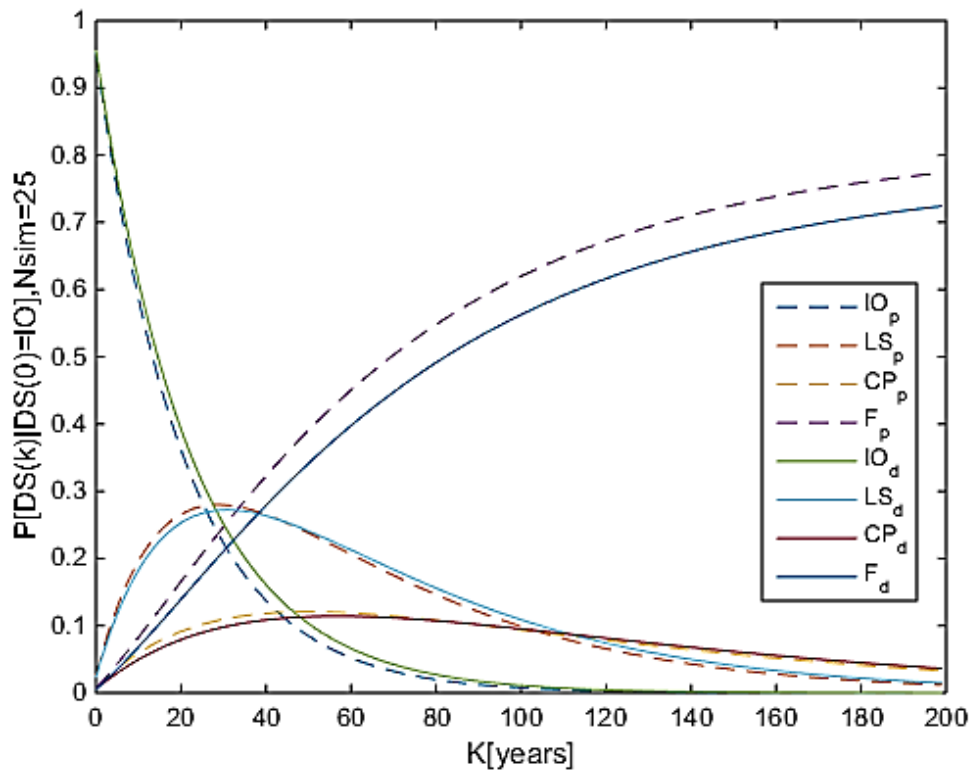
شکل ۴-۷. منحنی های شکنندگی وابسته به حالت تحت تابعی از زمان برای  $N_{sim}=15$ .

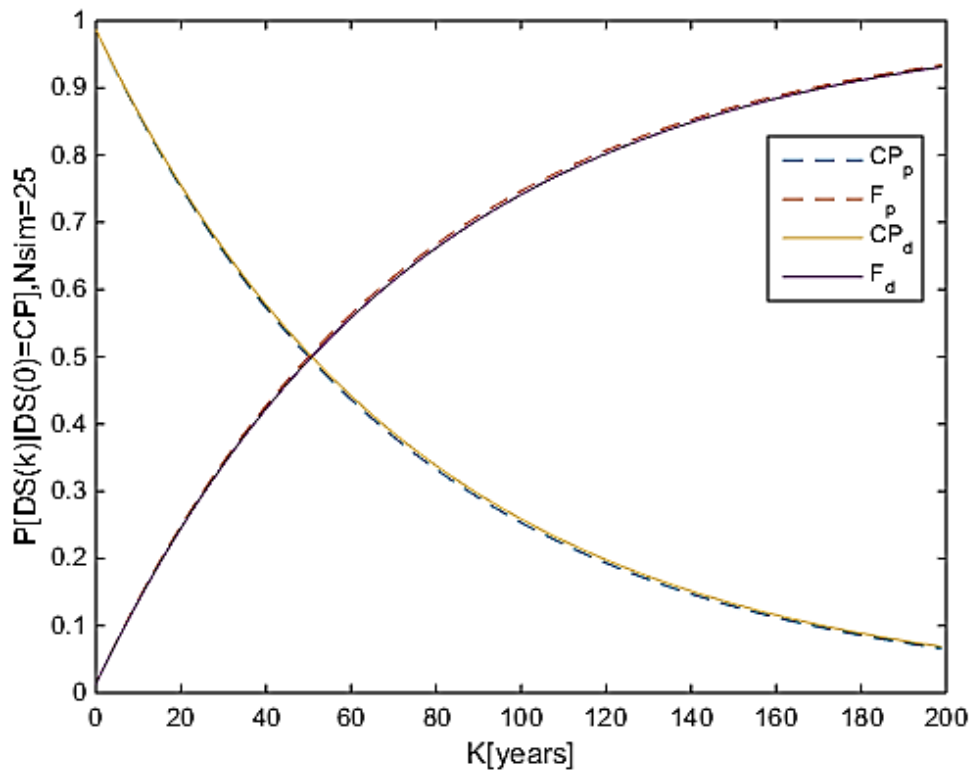


شکل ۴-۸. نسبت بین احتمال گذر از یک حالت خرابی به حالت خرابی دیگر با در نظرگیری عدم قطعیت های

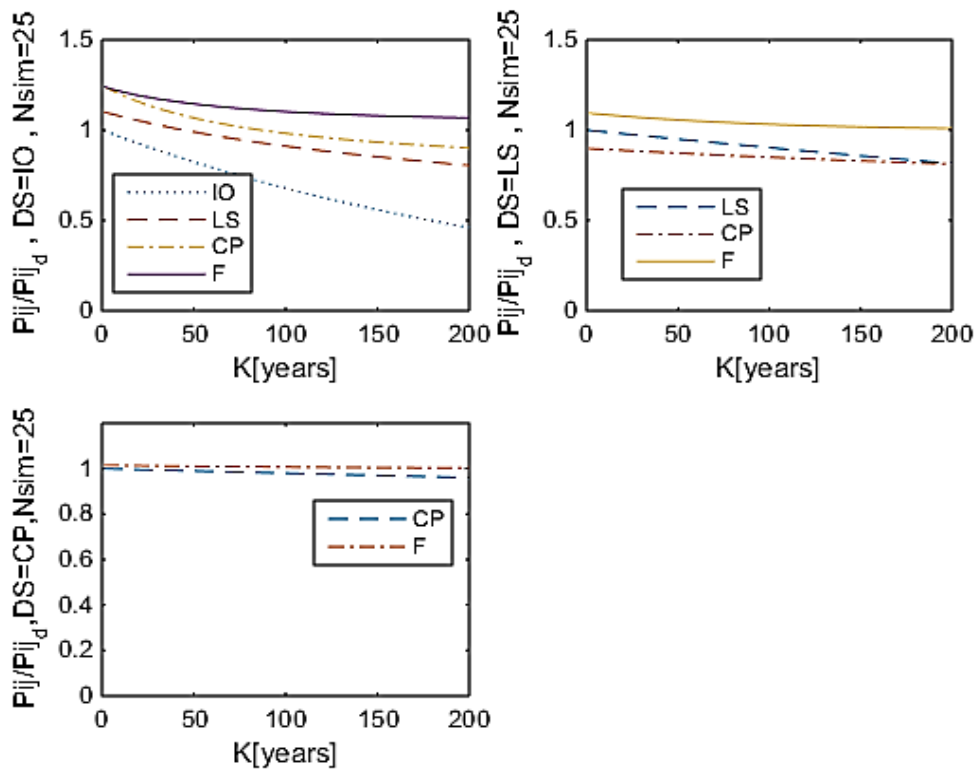
مدل سازی و حالت متعین  $N_{sim}=15$ .





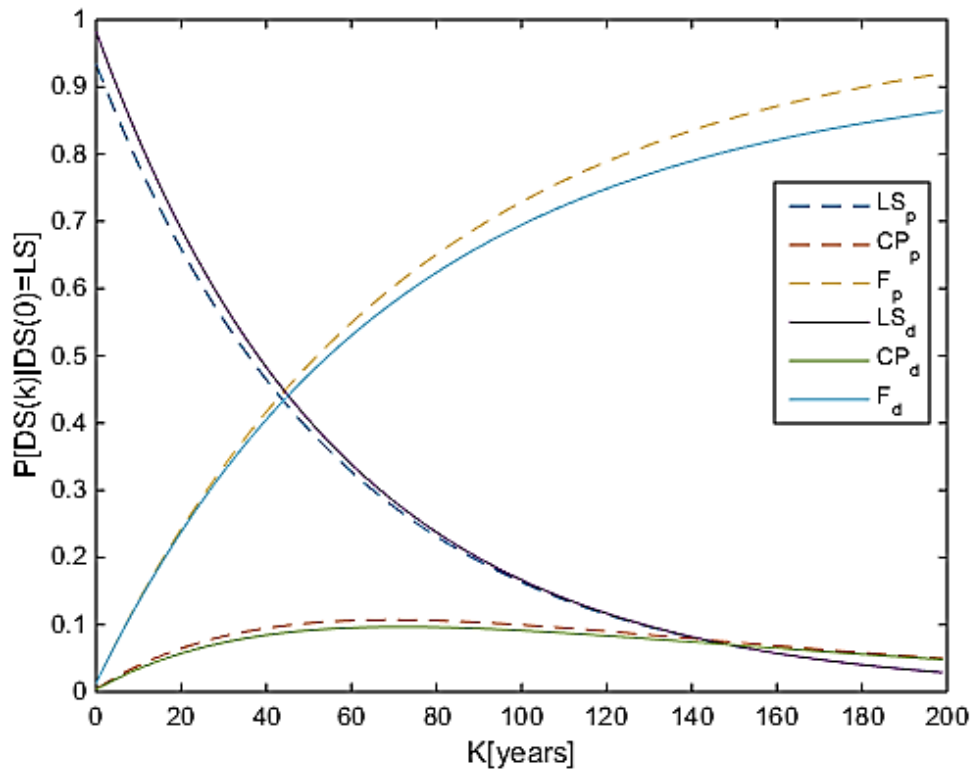
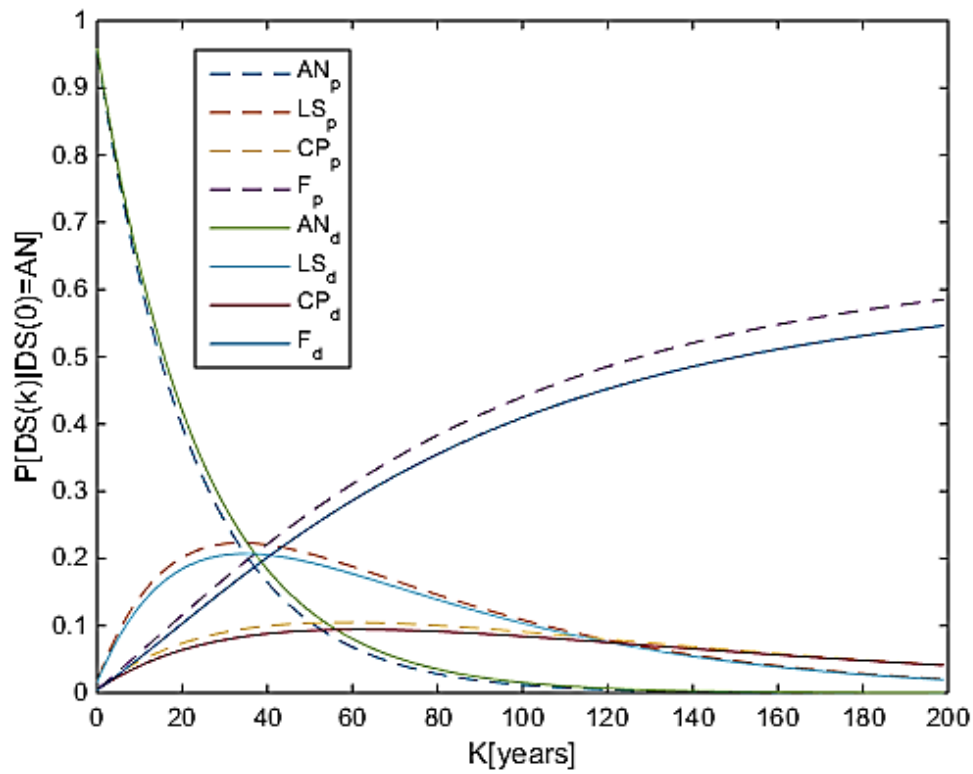


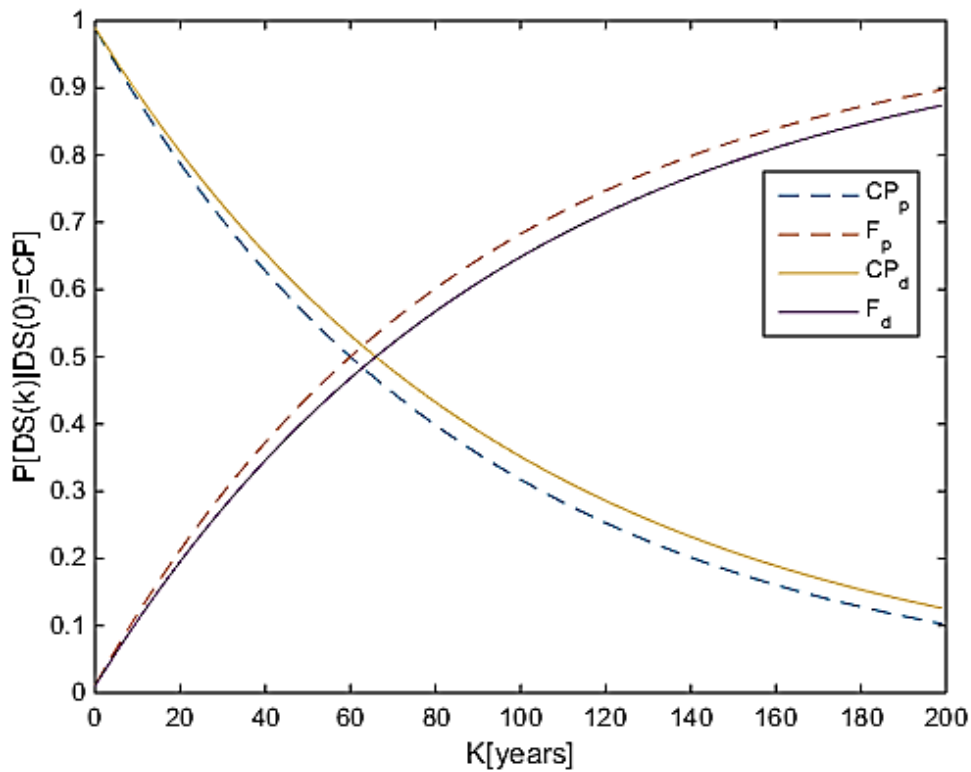
شکل ۴-۹. منحنی های شکنندگی وابسته به حالت تحت تابعی از زمان برای  $N_{sim}=25$ .



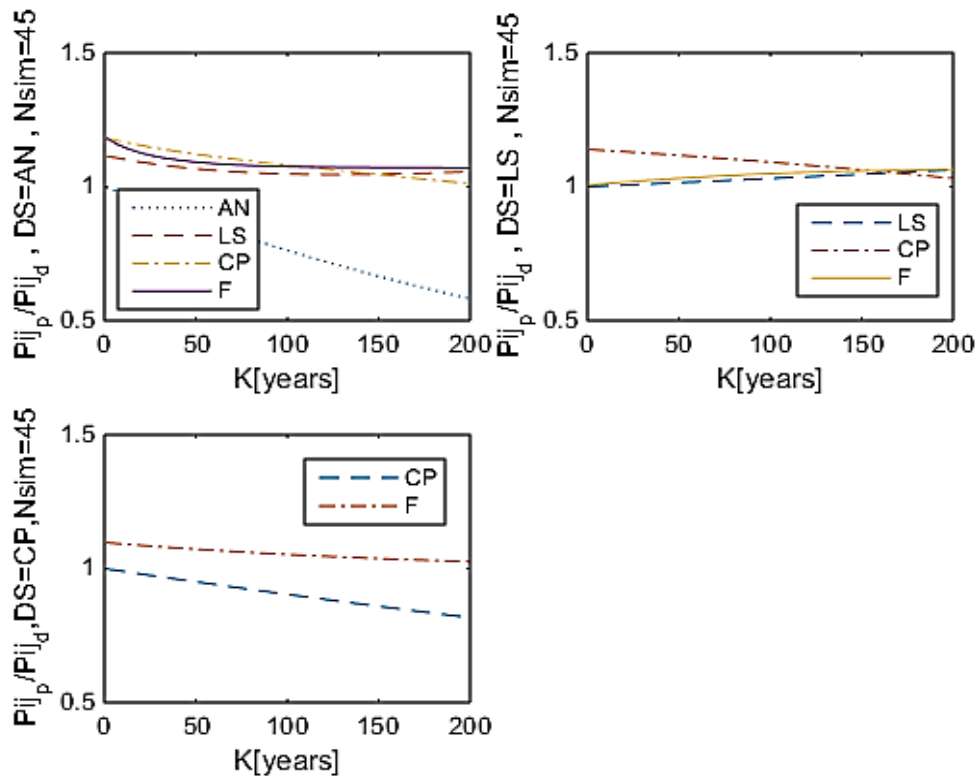
شکل ۴-۱۰. نسبت بین احتمال گذر از یک حالت خرابی به حالت خرابی دیگر با در نظرگیری عدم قطعیت های

مدل سازی و حالت متعین  $N_{sim}=25$ .



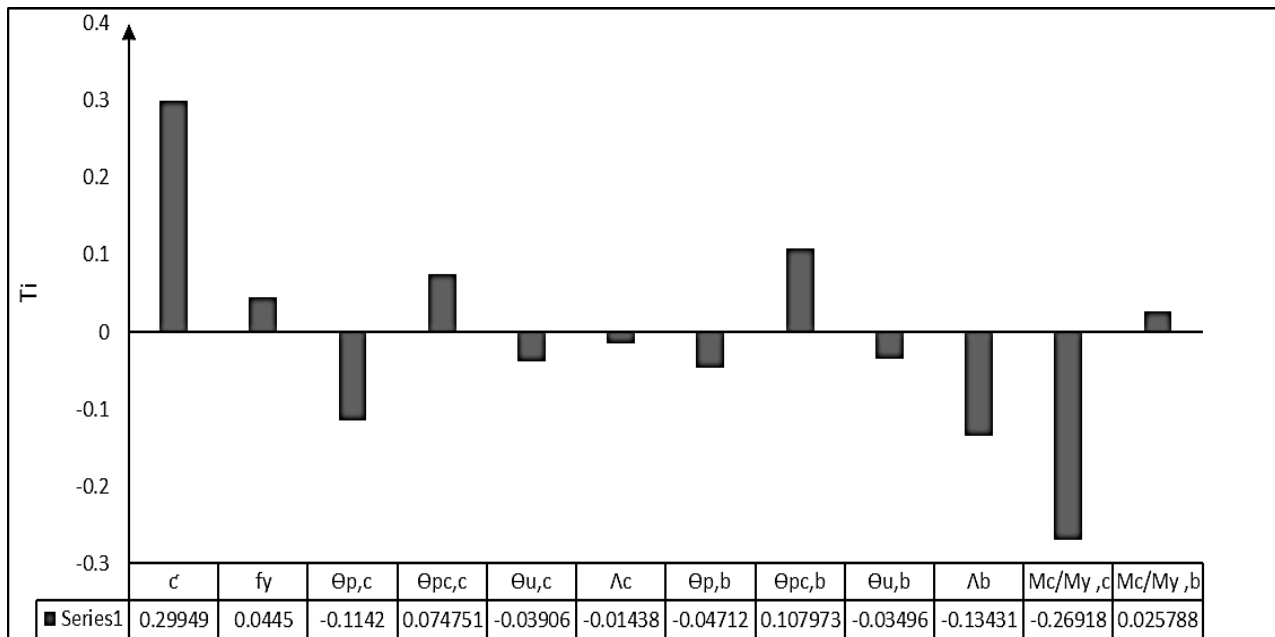


شکل ۴-۱۱. منحنی های شکنندگی وابسته به حالت تحت تابعی از زمان برای  $N_{sim}=45$ .



شکل ۴-۱۲. نسبت بین احتمال گذر از یک حالت خرابی به حالت خرابی دیگر با در نظرگیری عدم قطعیت های

مدل سازی و حالت متعین  $N_{sim}=45$ .



شکل ۴-۱۳. ضریب همبستگی Spearman برای متغیرهای تصادفی.

فصل پنجم

## بحث و نتیجه گیری

بر اساس مطالعات انجام شده [۲، ۳، ۵، ۸ و دیگر مطالعات]، در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی باعث می شود که منحنی های شکنندگی به سمت بالاتر شیفیت پیدا کنند. در این مطالعه هم در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی باعث شده است که احتمال رسیدن به حالات حدی افزایش پیدا کند. همان طور که در شکل ۳-۱ مشاهده می شود تعداد شبیه سازی ها بر روی منحنی های شکنندگی تاثیر گذاشته است و می توان مشاهده کرد که در  $N_{sim}=15$  منحنی های شکنندگی دارای مقادیر بیشتری هستند ولی منحنی های شکنندگی مربوط به  $N_{sim}=25$  و  $N_{sim}=45$  تقریباً مشابه هستند و مقادیر پراکندگی برای حالت F ده درصد و برای حالات خرابی CP و LS به ترتیب ۱،۴ و ۱۲ درصد تغییر کرده است. Dolsek [۲] تاثیر عدم قطعیت های مدل سازی را برای تعداد شبیه سازی های مختلف بوسیله تحلیل دینامیکی افزایشی بررسی کرده است و نتیجه گرفته است که در صورتیکه تعداد شبیه سازی بیشتر از تعداد متغیرهای تصادفی باشد، نتایج تغییر زیادی نمی کند. پس می توان نتیجه گرفت که اگر  $N_{sim}$  بزرگتر از ۲ برابر تعداد متغیرهای تصادفی باشد، مقادیر شکنندگی دقیق تر هستند. همچنین در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی روی منحنی های شکنندگی مربوط به حالات خرابی CP و F بیشتر از حالت خرابی LS است چون عدم قطعیت های مربوط به دوران ها در جابجایی های نسبی بزرگتر تاثیر بیشتری می گذارند و پارامترهای شکنندگی را تحت تاثیر قرار می دهند. در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی در تعداد شبیه سازی ۴۵ احتمال رسیدن به حالت فروریزش را ۱۲،۲ درصد نسبت به حالتی که فقط عدم قطعیت های مربوط به رکوردها در نظر گرفته شده، افزایش داده است. این مقدار برای حالت خرابی CP ۳،۳ درصد و برای حالت خرابی LS ۵ درصد می باشد. در تعداد شبیه سازی ۲۵ این مقدار برای حالات خرابی F ، CP و LS به ترتیب برابر ۷ درصد، ۶،۷ درصد و ۴،۴ درصد افزایش می یابد.

در شکل های ۳-۳، ۳-۳ و ۳-۴ منحنی های وابسته به حالت نشان داده شده اند. در این منحنی ها نیز در نظر گیری اثر زلزله های متوالی باعث شده است احتمال رسیدن به حالات خرابی نسبت به حالتی که فقط عدم قطعیت های مدل سازی در نظر گرفته شده اند، افزایش یابد. مقادیر مربوط به اشکال ۳-۲ تا ۳-۴ در جدول ۴-۱ برای حالتی که فقط عدم قطعیت های مربوط به رکوردها در نظر گرفته شده است، نشان داده شده است. بر اساس مقادیر این جدول احتمال رسیدن به حالت فروریزش در مواقعی که سازه در حالت خرابی LS یا CP قرار دارد نسبت سازه بدون آسیب بیشتر می باشد که این امر ناشی از در نظر گرفتن اثرات خرابی تجمعی می باشد که افزایش در شتاب های طیفی کمتر از 1.5g بیشتر مشهود است؛ برای مثال برای تعداد شبیه سازی ۴۵ در شتاب 1g در نظر گرفتن اثرات خرابی تجمعی ناشی از زلزله های متوالی سبب افزایش احتمال رسیدن به فروریزش به میزان ۶۰ شده است که با افزایش شتاب این مقدار کاهش پیدا می کند. این مقدار در شتاب 2g برابر ۱۰ درصد و در شتاب 2.5g برابر ۴،۵ درصد می باشد. همچنین در یک شتاب ثابت با کاهش تعداد

رکوردها این مقادیر کاهش پیدا می کنند. برای مثال در شتاب طیفی 2g این مقدار برای تعداد رکورد ۲۵ برابر ۶,۵ درصد و برای تعداد رکورد ۱۵ برابر ۱,۲ درصد می باشد. پس با توجه به نتایج افزایش تعداد رکوردها در جهت اطمینان است.

جدول ۵-۱. احتمال ماندن در یک حالت خرابی یا گذر به حالت خرابی بدتر.

DS \ Sa(g)	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6
Number of records = 45												
LS	0.114	0.753	0.963	0.995	0.999	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CP	0.024	0.273	0.580	0.780	0.888	0.943	0.970	0.984	0.991	0.995	0.997	0.998
F	0.017	0.183	0.425	0.625	0.762	0.849	0.904	0.938	0.960	0.973	0.982	0.988
CP	0.018	0.246	0.556	0.767	0.882	0.940	0.969	0.984	0.991	0.995	0.997	0.999
F	0.017	0.183	0.426	0.626	0.763	0.851	0.905	0.939	0.960	0.974	0.983	0.988
F	0.006	0.114	0.344	0.567	0.730	0.835	0.900	0.939	0.962	0.977	0.985	0.991
Number of records = 25												
LS	0.130	0.807	0.979	0.998	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CP	0.026	0.296	0.614	0.809	0.908	0.955	0.978	0.989	0.994	0.997	1.000	1.000
F	0.020	0.200	0.448	0.647	0.779	0.862	0.913	0.945	0.964	0.977	0.987	1.000
CP	0.020	0.264	0.583	0.790	0.898	0.950	0.975	0.988	0.994	0.997	1.000	1.000
F	0.018	0.193	0.440	0.640	0.775	0.859	0.911	0.944	0.964	0.977	0.987	0.999
F	0.010	0.148	0.392	0.608	0.758	0.853	0.910	0.945	0.966	0.979	0.989	1.000
Number of records = 15												
LS	0.046	0.974	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
CP	0.015	0.312	0.689	0.883	0.958	0.985	0.995	0.998	0.999	1.000	1.000	1.000
F	0.011	0.219	0.544	0.771	0.891	0.949	0.975	0.988	0.994	0.997	1.000	1.000
CP	0.014	0.287	0.690	0.893	0.966	0.989	0.997	0.999	1.000	1.000	1.000	1.000
F	0.012	0.208	0.535	0.767	0.890	0.948	0.976	0.988	0.994	0.998	1.000	1.000
F	0.014	0.162	0.503	0.762	0.896	0.956	0.981	0.992	0.997	1.000	1.000	1.000

در شکل ۳-۵ نسبت احتمال رسیدن به فروریزش تحت زلزله های متوالی (تحت توالی سه زلزله) به رسیدن به حالت فروریزش تحت یک زلزله شدید ( $P([F(seq)]/P[F])$ ) نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می شود، تحت شتاب طیفی 1g این نسبت ۱,۴۲ است یعنی در نظر گیری زلزله های متوالی و اثرات خرابی تجمعی باعث شده است که احتمال رسیدن به حالت فروریزش تا ۱,۴۲ برابر افزایش یابد. اما همان طور که در شکل مشخص است این نسبت در شتاب های طیفی بزرگتر از 2.1g تقریبا برابر یک می شود چون در شتاب های طیفی بزرگتر فرقی نمی کند سازه در چه حالت خرابی باشد چون حتی سازه بدون خرابی هم در شتاب های طیفی بزرگ به حالت خرابی فروریزش می رسد. همچنین در نظر گیری عدم قطعیت های مدلسازی باعث شده منحنی های



شکندگی به سمت بالا شیفت پیدا کنند و تاثیر عدم قطعیت های مدل سازی در حالات خرابی F,CP بیشتر است.

در شکل ۳-۶ مقایسه بین حالت در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی و در نظر گیری اثر زلزله های متوالی و اثر توام هر دو در و حالتی که فقط عدم قطعیت مربوط به رکوردها در نظر گرفته شده است، انجام شده است. F\_deterministic مربوط به حالتی است که عدم قطعیت های مربوط به رکوردها در نظر گرفته شده است. F\_probabilistic مربوط به حالتی است که علاوه بر در نظر گیری عدم قطعیت های مربوط به رکوردها، عدم قطعیت های مدل سازی نیز در نظر گرفته شده است. F\_accumulation damage مربوط به زلزله های متوالی و تاثیر خرابی تجمعی است و F\_probabilistic and accumulation damage مربوط به در نظر گیری اثرات خرابی تجمعی و تاثیر عدم قطعیت های مدل سازی و عدم قطعیت های مربوط به رکوردها است. در نظر گیری اثر زلزله های متوالی بدین گونه است که سازه تحت سه زلزله به حالت فروریزش رسیده است. همان طور که در جدول ۴-۲ قابل مشاهده است اثر زلزله های متوالی بیشتر از اثر در نظر گیری اثر عدم قطعیت های مدل سازی می باشد. در نظر گیری اثرات زلزله های متوالی در تعداد شبیه سازی ۴۵ باعث می شود احتمال فروریزش در شتاب 0.5g نسبت به حالتی که فقط عدم قطعیت های رکوردها در نظر گرفته می شود، ۳,۴۲ برابر شود در حالیکه در نظر گیری اثرات عدم قطعیت های مدل سازی باعث می شود احتمال فروریزش نسبت به حالتی که فقط عدم قطعیت های رکوردها در نظر گرفته می شود، ۱,۱ برابر شود. در شتاب های طیفی کمتر از 2g در نظر گیری اثر توام زلزله های متوالی و عدم قطعیت های مدل سازی سبب افزایش احتمال فروریزش می شود طوریکه در شتاب 0.5g سبب می شود احتمال فروریزش ۹,۵۲ برابر شود. با توجه به جدول ۴-۲ در نظر گیری خرابی تجمعی ناشی از زلزله های متوالی تا ۲,۸ برابر احتمال رسیدن به فروریزش را نسبت به در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی افزایش می دهد.

در اشکال ۳-۷، ۳-۹ و ۳-۱۱ احتمال گذر از یک حالت خرابی به حالت خرابی دیگر توسط زنجیره مارکوف تحت تابعی از زمان رسم شده است. در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی باعث می شود در یک زمان مشخص احتمال گذر سازه از یک حالت خرابی به حالت خرابی بدتر بیشتر شود و همچنین احتمال ماندن سازه در یک حالت خرابی مشخص کاهش یابد. مقادیر نسبت گذر سازه از یک حالت خرابی به حالت خرابی دیگر در با در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی به حالت متعین در اشکال ۳-۸، ۳-۹ و ۳-۱۱ نشان داده شده است. مشاهده می شود در اکثر مواقع این نسبت برای گذر از یک حالت خرابی به حالت خرابی بدتر بزرگتر از یک و برای ماندن در همان حالت خرابی کوچکتر از یک می باشد. همان طور که در شکل (a) ۳-۱۱ مشخص است در نظر گیری عدم

قطعیت های مدل سازی باعث شده است که احتمال اینکه سازه در حالت AN بماند ۴۸ درصد کاهش یابد و همچنین احتمال اینکه سازه به حالت خرابی فروریزش برسد ۱۸ درصد افزایش پیدا کند.

جدول ۵-۲. نسبت بین احتمال فروریزش با در نظرگیری عدم قطعیت های مدل سازی، زلزله های متوالی و تغییر رکوردها.

Sa(g)	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
	N simulation = 45									
P[F(probabilistic)/ F(deterministic)]	1.10	1.14	1.12	1.09	1.06	1.04	1.03	1.02	1.01	1.01
P[F(accumulation damage)/F(deterministic)]	3.42	1.61	1.24	1.10	1.05	1.02	1.01	1.00	1.00	1.00
P[F(probabilistic & accumulation damage)/ F(deterministic)]	9.52	2.37	1.46	1.19	1.07	1.03	1.00	1.00	1.00	1.00
	N simulation = 25									
P[F(probabilistic)/ F(deterministic)]	1.06	1.06	1.05	1.03	1.02	1.02	1.01	1.01	1.01	1.00
P[F(accumulation damage)/F(deterministic)]	2.16	1.35	1.14	1.06	1.03	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00
P[F(probabilistic & accumulation damage)/ F(deterministic)]	2.06	1.41	1.20	1.11	1.06	1.04	1.02	1.01	1.01	1.01

در مجموع زمانیکه سازه در حالت AN باشد، احتمال گذر به حالات خرابی بدتر با توجه به در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی بیشتر از ۱۲ درصد افزایش پیدا کرده است. با توجه به شکل (b) ۳-۱۱ که سازه در حالت خرابی LS است، در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی بیشترین تاثیر را در رسیدن به حالت خرابی CP داشته و احتمال گذر به حالت خرابی CP را تا ۱۴ درصد افزایش داده است. ولی با گذشت زمان این نسبت کم شده و به ۳ درصد رسیده است. زمانیکه سازه در حالت خرابی CP باشد، احتمال گذر به حالت خرابی فروریزش با توجه به در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی از ۳ تا ۱۰ درصد افزایش پیدا کرده است. همچنین احتمال ماندن در همان حالت خرابی (CP) ۱۸ درصد کاهش پیدا کرده است.

## نتیجه گیری

در این مطالعه تاثیر عدم قطعیت های مربوط به رکوردها و عدم قطعیت های مدل سازی بررسی شده است. برای ارزیابی تاثیر عدم قطعیت های مدل سازی پارامترهای تصادفی بوسیله روش شبیه سازی هایپیرکیوب لاتین تولید شده اند و هر سازه به طور تصادفی با یک زلزله ترکیب شده و منحنی های شکنندگی برای سه حالت خرابی CP, LS, F و رسم شده است. همچنین سازه متعین که دارای میانگین پارامترهای تصادفی است با هر یک از زلزله ها تحلیل شده و منحنی های شکنندگی رسم شده است و مطابق نتایج، در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی سبب افزایش مقادیر منحنی های شکنندگی و در نتیجه افزایش احتمال رسیدن به حالات خرابی مختلف شده است. سپس سازه تحت زلزله های متوالی تحلیل شده است تا تاثیر زلزله های متوالی بررسی شود. برای بررسی اثر زلزله های متوالی سازه تحت زلزله تحلیل می شود تا به یک حالت خرابی برسد و سپس همان رکورد طوری مقیاس می شود تا سازه آسیب دیده به حالت خرابی بدتر برسد. این کار با تمام رکوردها تکرار می شود تا تاثیر عدم قطعیت های مربوط به رکوردها در نظر گرفته شود و همچنین این پروسه با در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی تکرار شده است. منحنی های شکنندگی وابسته به حالت با در نظر گیری اثرات خرابی تجمعی تحت زلزله های متوالی رسم شده است تا احتمال گذر از یک حالت خرابی به حالت خرابی بدتر رسم شود. این منحنی ها با بکار گیری زنجیره مارکوف به صورت تابعی از زمان نیز رسم شده اند. تعداد شبیه سازی ها ۴۵ و ۲۵،۱۵ در نظر گرفته شده است و بر اساس نتایج منحنی های شکنندگی مربوط به تعداد شبیه سازی های ۴۵ و ۲۵ تفاوت کمی باهم دارند و می توان نتیجه گرفت که برای تعداد شبیه سازی های بزرگتر از ۲ برابر متغیرهای تصادفی نتایج تفاوت چندانی نمی کند. همچنین احتمال رسیدن به حالت خرابی فروریزش با در نظر گیری عدم قطعیت های مربوط به رکوردها، عدم قطعیت های مدل سازی، زلزله های متوالی و اثر توام زلزله های متوالی و عدم قطعیت های مدل سازی بررسی شده است و نتیجه گرفته شده است که در نظر گیری تاثیر خرابی تجمعی ناشی از زلزله های متوالی اثر بیشتری نسبت به اثر عدم قطعیت های مدل سازی دارد. در تعداد شبیه سازی ۴۵ عدم قطعیت های مدل سازی احتمال رسیدن به فروریزش را نسبت به حالتی که فقط عدم قطعیت های مربوط به رکوردها در نظر گرفته شده، ۱،۱۴ برابر افزایش داده است؛ در حالیکه در نظر گیری اثر زلزله های متوالی سبب شده است که این نسبت برابر ۳،۴۲ شود. در نظر گیری اثر توام زلزله های متوالی و عدم قطعیت های مدل سازی احتمال فروریزش را ۹،۵۲ برابر کرده است. پس می توان نتیجه گرفت در نظر گیری اثر توام عدم قطعیت های مدل سازی و زلزله های متوالی شرایط را بحرانی تر می کند. همچنین احتمال گذر از یک حالت خرابی به حالت خرابی دیگر به وسیله زنجیره مارکوف بوسیله مقادیر منحنی های شکنندگی وابسته به حالت تحت تابعی از زمان رسم شده و بر اساس نتایج، در نظر گیری عدم قطعیت های مدل سازی

باعث شده است که احتمال گذر به حالت خرابی بدتر افزایش و احتمال ماندن در همان حالت خرابی کاهش پیدا کند.

## فصل ششم

# ارائه پیشنهادات

در راستای مطالعه انجام شده جهت تکمیل می توان روش های زیر را به کار برد:

- بررسی تاثیر زلزله های متوالی روی سیستم های سازه ای مختلف
- ارزیابی تاثیر ویژگی های پس لرزه ها روی منحنی های شکنندگی
- انجام این مطالعه بوسیله رکورد پس لرزه های واقعی
- انجام این مطالعه بوسیله رکوردهای پس لرزه ای که توسط روش های مختلف تولید می شوند

- رسم منحنی های شکنندگی با EDP یا IM متفاوت
- در نظرگیری پارامترهای دارای عدم قطعیت بیشتر

1. Crowley H, Bommer J, Pinho R, Bird J, (2005), "The impact of epistemic uncertainty on an earthquake loss model". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(14), 1653-1685.
2. Dolsek M, (2009), "Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(6), 805-825.
3. Jalayer F, Iervolino I, Manfredi G, (2010), "Structural modeling uncertainties and their influence on seismic assessment of existing RC structures". *Structural Safety*, 32(3), 220-228.
4. Dolsek M, (2012), "simplified method for seismic risk assessment with consideration of aleatory and epistemic uncertainty". *Structure and Infrastructure Engineering*, 8(10), 939-953.
5. Kosič M, Baker J, Fajfar P, Dolšek M, (2014), "Approximate seismic risk assessment of building structures with explicit consideration of uncertainties". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43(10), 1483-1502.
6. Engen M, A.N. Hendriks M, Köhler J, Arve Øverli J, Åldstedt E, (2016), "A quantification of the modeling uncertainty of non-linear finite element analyses of large concrete structures". *Structural Safety*, 64, 1-8.
7. Sousa L, Silva V, Marques M, Crowley H, (2016), " On the treatment of uncertainties in the development of fragility functions for earthquake loss estimation of building portfolios". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 45(12), 1955–1976.
8. Gokkaya B, Baker J, Deierlein G, (2016), " Quantifying the impacts of modeling uncertainties on the seismic drift demands and collapse risk of buildings with implication on seismic design checks". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 45(10), 1661-1683.
9. Iervolino I, (2017), "Assessing uncertainty in estimation of seismic response for PBEE". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, DOI: 10.1002/eqe.2883.
10. Yaghmaei-Sabegh S, Ruiz-García J, (2016), " Nonlinear response analysis of SDOF systems subjected to doublet earthquake ground motions: A case study on 2012 Varzaghan–Ahar events". *Engineering Structures*, 110, 281–292.
11. Amadio C, Fragiaco M, Rajgelj S, (2003), "The effects of repeated earthquake ground motions on the non-linear response of SDOF systems ". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32(2), 291-308.
12. Di Sarno L, (2013), "Effects of multiple earthquakes on inelastic structural response". *Engineering Structures*, 56,673–681.
13. D. Hatzigeorgiou G, A. Liolios A, (2010), "Nonlinear behavior of RC frames under repeated strong groundmotions". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(10), 1010–1025.
14. Faisal A, A. Majid T, D. Hatzigeorgiou G, (2013), "Investigation of story ductility demands of inelastic concrete frames subjected to repeated earthquakes". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 44, 42-53.
15. Polese M, Di Ludovico M, Prota A, Manfredi G, (2012), " Damage-dependent vulnerability curves for existing buildings". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 42(6), 853-870.
16. Luco N, Bazzurro P, Cornell A, (August 1-6 2004), "Dynamic versus static computational of the residual capacity of a mainshock-damaged building to

- withstand an aftershock". *13th world conference on earthquake engineering, Vancouver, B.C., Canada*, Paper No. 2405.
17. Li Q, R. Ellingwood B, (2007), "Performance evaluation and damage assessment of steel frame buildings under main shock–aftershock earthquake sequences". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(3), 405-427.
  18. Chopra AK, Geol RK, (2002), "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 561-582.
  19. Goda K, (2012), "Nonlinear Response Potential of Mainshock–Aftershock Sequences from Japanese Earthquakes". *Bulletin of the Seismological Society of America*, 102(5), 2139–2156.
  20. Iervolino I, Giorgio M, Chioccarelli E, (2014), "Closed-form aftershock reliability of damage-cumulating elastic-perfectly-plastic systems". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43(4), 613-625.
  21. Ebrahimian H, Jalayer F, Asprone D, M. Lombardi A, Marzocchi W, Prota A, Manfredi G, (2014), " A performance-based framework for adaptive seismic aftershock risk assessment". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43(14), 2179-2197.
  22. Raghunandan M, B. Liel A, Luco N, (2014), "Aftershock collapse vulnerability assessment of reinforced concrete frame structures". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44(3), 419-439.
  23. Ruiz-García J, D. Aguilar J, (2014), "Aftershock seismic assessment taking into account postmainshock residual drifts". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44(9), 1391-1407.
  24. Han R, Li Y, van de Lindt J, (2014), " Seismic risk of base isolated non-ductile reinforced concrete buildings considering uncertainties and mainshock–aftershock sequences". *Structural Safety*, 50, 39-56.
  25. Jeon J, DesRoches R, N. Lowes L, Brilakis I, (2015), " Framework of aftershock fragility assessment–case studies: older California reinforced concrete building frames". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44(15), 2617–2636.
  26. Hosseinpour F, Abdelnaby A.E, (2017), "Effect of different aspects of multiple earthquakes on the nonlinear behavior of RC structures". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92(), 706-725.
  27. Abdelnaby A, Elnashai A, (2014), "Performance of degrading reinforced concrete frame systems under Tokohu and Christchurch earthquake sequences". *Earthquake Engineering*, 18(7), 1009-1036.
  28. Abdelnaby A, Elnashai A, (2015), "Numerical modeling and analysis of RC frames subjected to multiple earthquakes". *Earthquakes and structures*, 9(5), 957-981.
  29. Vasilopoulos AA, Beskos DE, (2009), "Seismic design of space steel frames using advanced methods of analysis". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(1), 194-218.
  30. Jalayer F, Ebrahimian H, (2016), "Seismic risk assessment considering cumulative damage due to aftershocks". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 46(3), 369-389.
  31. Schneider R, Thöns S, Straub D, (2017), "Reliability analysis and updating of deteriorating systems with subset simulation". *Structural Safety*, 64, 20-36.
  32. Celarec D, Dolsek M, (2013), "The impact of modelling uncertainties on the seismic performance assessment of reinforced concrete frame buildings". *Engineering Structures*, 52, 340-354.

33. Giorgio M, Guida M, Pulcini G, (2011), " An age- and state-dependent Markov model for degradation processes". *IIE Transactions*, 43(9), 621-632.
34. Sanchez-Silva M, Klutke G, V. Rosowsky D, (2011), " Life-cycle performance of structures subject to multiple deterioration mechanisms". *Structural Safety*, 33, 206-217.
35. Iervolino I, Giorgio M, Chioccarelli E, (2015), "Markovian modeling of seismic damage accumulation". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 45(3), 441-461.
36. Guida M, Pulcini G, (2011), "A continuous-state Markov model for age- and state-dependent degradation processes". *Structural Safety*, 33, 354-366.
37. Fereshtehnejad E, shafieezadeh A, (2017), "A randomized point-based value iteration POMDP enhanced with a counting process technique for optimal management of multi-state multi-element systems". *Structural Safety*, 65, 113-125.
38. Bocchini P, Saydam D, M. Frangopol D, (2012), "Efficient, accurate, and simple Markov chain model for the life-cycle analysis of bridge groups". *Structural Safety*, 40, 51-64.
39. Vořechovský M, Novák D, (2003), "Statistical correlation in stratified sampling".
40. Lignos D, (2008), "Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations". Ph.D. Thesis, *Stanford University*.
41. Pacific Earthquake Engineering Research Center. *PEER Strong Motion Database*. <http://peer.berkeley.edu/smcatS>. Lastaccess: 2009/07/15.
42. USGS. *United States Geological Survey*. <http://www.usgs.gov/>. [27 April 2012].
43. G. Lignos D, Krawinkler H, (2011), " Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading". *Structural Engineering*, 137(11), 1291-1302.
44. OpenSees. *Open system for earthquake engineering simulation*. <http://opensees.berkeley.edu/>. [October 6, 2011].
45. Zareian F, A. Medina R, (2009), "A practical method for proper modeling of structural damping in inelastic plane structural systems". *Computers and Structures*, 88, 45-53.
46. Gupta A, Krawinkler H, (1999), "Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures". The John A. Blume Earthquake engineering Center, Stanford University, Report No. 132.
47. Rota M, Penna A, Magenes G, (2014), "A framework for the seismic assessment of existing masonry buildings accounting for different sources of uncertainty". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43(7), 1045-1066.
48. FEMA-356, (2000), "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings". Washington, DC, 2000.
49. Haselton CB, (2006), "Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings". Ph.D. Thesis, *Stanford University*.



<b>Surname:</b> Mehdi-pour-Moghanni	<b>Name:</b> Roya
<b>Thesis Title:</b> Quantifying the effects of modeling uncertainties on fragility curves in different damage states with considering impacts of accumulation damage	
<b>Supervisor:</b> Dr. Saman Yaghmaei-Sabegh Taghizadieh	<b>Advisor:</b> Dr. Nasser
<b>Degree:</b> Master of Science <b>Major:</b> Civil Eng <b>Field:</b> Earthquake Eng <b>Faculty:</b> Civil Eng <b>University:</b> University of Tabriz <b>Graduation Date:</b> SEP 2017 <b>Pages:</b> 89	
<b>Keywords:</b> Modeling uncertainties, Accumulation damage, Latin Hypercube Sampling, State dependent fragility.	
<p><b>Abstract:</b> Incorporating structural modeling uncertainties along with record to record variability are of major importance in seismic performance evaluation of structures. On the other hand, taking into account the effects of accumulation damage could be considered as a crucial topic. This is because the structures may be excited by different earthquakes in their efficient life time which could lead to permanent deformations. As a result, employing fragility curves for different damage states by considering sequential earthquakes is required. In this study, for the first time, changes in damage states of the structure through considering the modeling uncertainties were investigated by using Markov chain and Latin Hypercube Sampling (LHS) which also allows to quantify the impacts of sequential earthquakes. The combined effect of sequential earthquakes and modeling uncertainties is investigated as well. It was found that considering seismic sequence had greater effect than modeling uncertainties. Moreover, a sensitivity analysis of the fragility curves was carried out for different structural modeling input</p>	

parameters based on Spearman rank-order correlation. Results showed damping ratio has the greatest impact on estimations.