

Assessing the Effects of Record Selection and Ground-Motion's Spectral Shape on the Collapse Capacity of the Structures

Mohammad Amin Bayari¹, Naser Shabakhty², Esmaeel Izadi Zaman Abadi^{3*}

1- Department of Civil Engineering, Najafabad Branch, Islamic Azad University, Najafabad, Iran

2 -Assistant Professor, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran

3 -Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Najafabad Branch, Islamic Azad University, Najafabad, Iran

ABSTRACT

Selecting and scaling the set of ground-motion records is among the most important challenges in collapse capacity assessment and estimation of structures. In this study, 44 records were considered to estimate the collapse capacity of the structure. Next, the response spectrum matching degree of each ground-motion with the conditional mean spectrum at the inspected hazard level was employed to account for the effect of record selection on the collapse capacity of the structure and appropriate records were selected per each hazard level. Further, the spectral shape factor or epsilon was used to incorporate the effect of spectral shape on collapse capacity. In the first approach, the collapse capacity of the structure was modified for the overall set of selected ground-motions via epsilon according to the level of inspected hazard. In the second approach, the simplified method introduced by Haselton et al. was used to assess the effect of epsilon and modify the collapse capacity of the structure at the inspected hazard level. The results of the modified collapse capacity at the inspected hazard level were collected from three respective methods of record selection. These data were collected using the overall set of ground-motions with the epsilon and the simplified method. The obtained results indicate that the ratio of modified collapse capacity with the effects of record selection and epsilon on collapse capacity, disregarding the record selection and epsilon effects, are 1.216, 1.174, and 1.197 at the hazard level of 2% in 50 years for the three discussed methods, respectively. Ultimately, these three individual methods have rendered approximately equal estimates.

ARTICLE INFO

Receive Date: 11 September 2020

Revise Date: 07 December 2020

Accept Date: 19 January 2021

Keywords:

Record Selection

Ground-Motion's Spectral
Shape

Conditional Mean Spectrum

Spectral shape factor

Collapse Capacity of the
Structure

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.247703.2234>

*Corresponding author: Esmaeel Izadi Zaman Abadi

Email address: e.izadi@pci.iaun.ac.ir

بررسی اثرات انتخاب شتابنگاشت و شکل طیف زمین لرزه بر ظرفیت فروریزش سازه

محمدامین بیاری^۱، ناصر شابختی^۲، اسماعیل ایزدی زمان آبادی^{۳*}

۱- دانشکده مهندسی عمران، واحد نجف آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف آباد، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، واحد نجف آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف آباد، ایران

چکیده

یکی از مهم‌ترین چالش‌ها در ارزیابی و برآورد ظرفیت فروریزش سازه‌ها، انتخاب و مقیاس نمودن مجموعه رکوردهای زمین‌لرزه می‌باشد. در این تحقیق یک مجموعه کلی شامل ۴۴ شتابنگاشت برای محاسبه ظرفیت فروریزش سازه در نظر گرفته شده است، سپس برای لحاظ کردن اثر انتخاب شتابنگاشت بر ظرفیت فروریزش سازه از روش میزان تطابق طیف پاسخ هر زلزله با طیف میانگین شرطی در سطح خطر مورد نظر استفاده شده است و شتابنگاشت‌های مناسب با هر سطح خطر انتخاب شده است. برای لحاظ کردن اثر شکل طیف بر ظرفیت فروریزش، از ضریب شکل طیف یا اپسیلون به دو روش استفاده شده است. بدین صورت که در روش اول برای مجموعه کلی از زمین‌لرزه-های انتخاب شده، ظرفیت فروریزش سازه برای سطح خطر مورد نظر با استفاده از اپسیلون اصلاح شده است و در روش دوم از روش ساده سازی شده که توسط هسلتون و همکاران پیشنهاد شده است، جهت لحاظ کردن اثر اپسیلون و اصلاح ظرفیت فروریزش سازه در سطح خطر مورد نظر استفاده شده است. نتایج ظرفیت فروریزش اصلاح شده در سطح خطر مورد نظر حاصل از سه روش (۱) انتخاب شتابنگاشت، (۲) استفاده از مجموعه کلی زمین‌لرزه با لحاظ کردن اپسیلون و (۳) روش ساده سازی شده نشان می‌دهند که نسبت ظرفیت فروریزش اصلاح شده با لحاظ کردن اثر انتخاب شتابنگاشت و اثر اپسیلون، به ظرفیت فروریزش بدون لحاظ کردن اثر انتخاب شتابنگاشت و اثر اپسیلون، در سطح خطر ۲ درصد در ۵۰ سال، برای ۳ روش ذکر شده به ترتیب برابر ۱/۲۱۶، ۱/۱۷۴ و ۱/۱۹۷ است، که هر سه روش دارای برابری تقریباً مشابه می‌باشند.

کلمات کلیدی: انتخاب شتابنگاشت، شکل طیف زمین لرزه، طیف میانگین شرطی، ضریب شکل طیف، ظرفیت فروریزش سازه

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.247703.2234	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2021.247703.2234	۱۴۰۰/۰۹/۳۰	۱۳۹۹/۱۰/۳۰	۱۳۹۹/۱۰/۳۰	۱۳۹۹/۰۹/۱۷	۱۳۹۹/۰۲/۲۱
اسماعیل ایزدی زمان آبادی e.izadi@pci.iaun.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

یکی از مهم‌ترین چالش‌ها در ارزیابی و برآورد ظرفیت فروریزش سازه‌ها در تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، انتخاب و مقیاس نمودن مجموعه رکوردهای زمین لرزه می‌باشد. آیین‌نامه‌های موجود معیارهای کلی برای انتخاب زلزله‌های مناسب ارائه می‌دهند، به این صورت که شتابنگاشت‌های زلزله باید از لحاظ خاک محل، فاصله کانونی، بزرگا و ساز و کار گسلی، مشابه باشند. استفاده از این معیارها در بانک‌های اطلاعاتی بزرگ زمین‌لرزه‌ها، منجر به انتخاب صدها رکورد زلزله می‌شود که به کارگیری همه آن‌ها عملی نمی‌باشد. این موضوع بیانگر اهمیت ارائه معیارهایی مناسب برای انتخاب شتابنگاشت‌های زلزله می‌باشد. محققان روش‌های مختلفی را در زمینه انتخاب شتابنگاشت ارائه نموده‌اند، یکی از این روش‌ها، انتخاب شتابنگاشت بر اساس بزرگای زلزله، فاصله تا مکان مورد نظر، شرایط خاک محل، ساز و کار منبع و متوسط سرعت موج برشی در عمق ۳۰ متری است. در این روش ابتدا مشخصات مورد نظر انتخاب شده و سپس رکوردهایی که مقادیر بزرگا، فاصله تا محل، ساز و کار منبع و متوسط سرعت موج برشی آن‌ها تا حد امکان نزدیک به مقادیر مشخص شده باشند، انتخاب می‌شوند. در روش دیگر انتخاب با استفاده از طیف خطر یکنواخت (UHS) صورت می‌گیرد. در این روش طیف‌های پاسخ هر حرکت زمین بر اساس دامنه آن به صورتی مقیاس می‌شوند که در محدوده زمان‌های تناوب $0.2T$ تا $1.5T$ (T زمان تناوب اصلی سازه است) نزدیک به طیف خطر یکنواخت مورد نظر بوده و بیشترین شباهت را با آن داشته باشد. روش انتخاب شتابنگاشت بر اساس طیف میانگین شرطی (CMS) شبیه به روش طیف خطر یکنواخت است با این تفاوت که در این روش از شکل طیف هدف به عنوان جایگزین طیف خطر یکنواخت برای انتخاب حرکت‌های زمین استفاده می‌شود. انتخاب حرکت‌های زمین بر اساس مولفه اپسیلون $\varepsilon(T1)$ روشی است که در آن حرکات زمین بر اساس مقدار اپسیلون آن‌ها در دوره تناوب اصلی ساختمان ($T1$) انتخاب می‌شوند. به گونه‌ای که مولفه $\varepsilon(T1)$ تا حد امکان به عدد مورد نظر نزدیک باشد. $\varepsilon(T1)$ شاخصی به صورت انحراف استاندارد لگاریتمی است که بین طیف پاسخ زلزله مورد نظر و طیف مبنای مقایسه (طیف میانگین شرطی) محاسبه می‌شود [۱، ۲].

یکی از ویژگی‌های مهم شتابنگاشت‌های زلزله، شکل طیفی آن‌ها می‌باشد. بیکر و کرنل نشان دادند علاوه بر شدت زمین لرزه، شکل طیف زمین‌لرزه نیز یک مشخصه کلیدی موثر بر روی پاسخ لرزه‌ای سازه‌هاست. آن‌ها نشان دادند که برای زلزله‌های کمیاب در غرب آمریکا با احتمال ۲ درصد رخداد در ۵۰ سال، شکل طیف زمین لرزه در مقایسه با طیف خطر یکنواخت (UHS) بسیار متفاوت می‌باشد [۱]. ویژگی‌های شکل طیف زمین‌لرزه زمانی اهمیت ویژه پیدا می‌کند که ظرفیت فروریزش سازه مورد بررسی قرار گیرد، زیرا در دامنه نوسان-های بزرگ می‌تواند تاثیر قابل توجهی روی پاسخ سازه داشته باشد [۳]. بنابراین زمانی که احتمال فروریزش سازه تحت دامنه نوسان بزرگ مورد بررسی قرار می‌گیرد انتخاب زمین‌لرزه تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر روی نتایج ارزیابی فروریزش می‌گذارد، یکی از روش‌های لحاظ کردن اثر شکل طیف زمین‌لرزه بر روی پاسخ فروریزش سازه، انتخاب شتابنگاشت‌هایی است که دارای یک اوج در دوره تناوب‌های بلند منحنی طیفی خود هستند [۴] برای این منظور مولفه اپسیلون $\varepsilon(T)$ معرفی شد، که بیانگر میزان انحراف معیار از منحنی طیف میانگین است. در تحلیل سازه‌ها، مهم‌ترین روش مستقیم برای لحاظ نمودن تاثیر شکل طیف بر انتخاب شتابنگاشت‌ها این است که رکوردهایی انتخاب شوند که در دوره تناوب اصلی دارای $\varepsilon(T1)$ باشند، که دارای مطابقت خوبی با مقدار مورد انتظار برای ساختگاه و سطح خطر مورد نظر باشند. ایراد این روش این است که برای تعیین ظرفیت فروریزش سازه‌های متنوع با دوره تناوب‌های مختلف، برای هر سازه به یک مجموعه رکورد مشخص نیاز است، روش جایگزین ارائه شده اجازه می‌دهد یک مجموعه کلی از زمین لرزه‌ها که مستقل از مقادیر اپسیلون هستند، انتخاب شوند و برای تحلیل سازه مورد استفاده قرار گیرند و سپس ظرفیت فروریزش سازه تخمین زده شده، در شکل طیف اصلاح شود، این پارامتر برای یک ساختگاه و سطح خطر مشخص از طریق تجزیه خطر لرزه‌ای ساختگاه مورد نظر به دست می‌آید [۳]. میانگین بسامد سالیانه فراگذشت از یک سطح خطر مشخص، با انتگرال‌گیری حاصل ضرب منحنی شکنندگی و منحنی خطر ساختگاه به دست می‌آید [۵]. یک چالش مهم در برآورد منحنی شکنندگی فروریزش سازه، انتخاب و مقیاس کردن شتابنگاشت‌های زلزله می‌باشد. همان‌گونه که بیان شد شکل طیف یک ویژگی مهم تاثیر شتابنگاشت، روی پاسخ سازه‌هاست. برای سطوح خطر مختلف شکل طیف خطر یکنواخت می‌تواند به طور کامل متفاوت از میانگین طیف پاسخ یک شتابنگاشت واقعی باشد. در نتیجه شاخص اپسیلون به عنوان تعداد انحراف معیار لگاریتمی بین اندازه طیف یک شتابنگاشت واقعی زلزله با طیف میانگین پیش بینی شده از مدل کاهندگی، برای بیان شکل طیف تعریف شد [۱].

بهنام فر و همکاران یک روند غربالگری سه مرحله‌ای را ارائه کردند که توسط آن تعداد رکوردها به سرعت کاهش داده می‌شوند و مناسب‌ترین شتابنگاشت‌ها برای سازه مورد نظر انتخاب می‌شوند. استفاده از این روش منجر به کاهش پراکندگی پاسخ‌های غیرخطی سازه می‌شود [۲]. غفوری آشتیانی و همکاران نشان دادند که استفاده از معیار شدت $Sa(T)$ برای برآورد نرخ سالیانه پاسخ یک سازه با انحراف معیار همراه است که این انحراف معیار ناشی از تاثیر شکل طیف شتابنگاشت‌های زلزله در پاسخ غیرخطی است. همچنین از آن‌جا که شکل طیف شتابنگاشت‌های نادر با شکل طیف UHS سطوح بالای خطر کاملاً متفاوت است، روش فعلی آیین نامه منجر به برآورد محافظه کارانه پاسخ سازه‌ها می‌شود، که جایگزینی CMS به جای UHS راه حل عملی برای اصلاح آیین نامه است [۶]. موسوی و آخانی به توسعه یک روش ساده برای انتخاب شتابنگاشت‌های زلزله پرداختند، در این روش با ارائه یک بازه موثر برای مقادیر اسیلون، خطر فروریزش سازه فقط برای مجموعه‌ای از شتابنگاشت‌هایی که اسیلون آن‌ها در این بازه قرار می‌گیرد محاسبه می‌شود که باعث می‌شود تعداد محدود شتابنگاشت که اسیلون آن‌ها در بازه مذکور قرار دارد، وارد تحلیل دینامیکی سازه شوند [۷]. موسوی و همکاران مولفه دیگری به نام η را برای انتخاب شتابنگاشت‌های زلزله معرفی کردند که با استفاده از این مولفه می‌توان علاوه بر اثر اوج موجود در منحنی طیف شتاب، اثر اوج موجود در منحنی طیف سرعت را نیز در انتخاب زمین‌لرزه اعمال نمود [۸]. بیکر و کرنل نشان دادند رکوردهایی که دارای شکل طیف حداکثری بوده نسبت به رکوردهایی که طیف حداکثری را ندارند، ظرفیت فروریزش سازه به طور قابل توجهی افزایش پیدا کرده، این حالت به خصوص زمانی رخ می‌دهد که این حداکثر شکل طیفی در نزدیکی دوره تناوب مود اول سازه رخ دهد و $Sa(T1)$ به عنوان یک شاخص شدت در نظر گرفته شود و همه رکوردها بر اساس این شاخص مقیاس شوند [۹]. گرمی و حیدری به مطالعه اثر شکل طیف زلزله بر ظرفیت فروریزش سازه‌ها پرداختند. در این تحقیق علاوه بر معرفی روش‌های موجود اعمال اثر شکل طیف بر نتایج ظرفیت فروریزش، با ارائه مثال‌هایی به مقایسه روش‌های موجود پرداختند [۱۰]. وهدانی و همکاران به بررسی ضریب اصلاحی طیف برای طراحی قاب‌های خمشی فولادی در حوزه نزدیک گسل پرداختند. نتایج تحلیل آن‌ها نشان داد که رابطه منظمی بین دوره تناوب اصلی و مقدار ضریب اصلاحی طیف وجود ندارد [۱۱]. جمشیدی و همکاران به بررسی انتخاب سنج شدت مناسب برای پیش بینی ظرفیت فروریزش سازه‌های فولادی کوتاه مرتبه و میان مرتبه پرداختند و عملکرد سنج‌های شدت شامل کارایی و کفایت نسبت به بزرگا، فاصله از گسل و سرعت موج برشی خاک مورد مقایسه قرار گرفت [۱۲].

در این تحقیق به بررسی و مقایسه اثرات انتخاب شتابنگاشت و شکل طیف زمین‌لرزه بر ظرفیت فروریزش یک سازه بتنی تحت اثر یک مجموعه کلی از زمین‌لرزه‌ها پرداخته شده است. سپس میانگین ظرفیت فروریزش اصلاح شده و انحراف استاندارد فروریزش اصلاح شده سازه حاصل از روش‌های انتخاب شتابنگاشت و اعمال اثر شکل طیف زمین‌لرزه در سطوح مختلف لرزه‌ای مورد بررسی قرار گرفته است. منحنی‌های شکنندگی فروریزش و میانگین بسامد سالیانه فروریزش در سطوح مختلف لرزه‌ای حاصل از روش‌های انتخاب شتابنگاشت و اعمال اثر شکل طیف زمین‌لرزه ترسیم و محاسبه شده‌اند. نتایج حاصل از این تحقیق نشان می‌دهد که روش‌های نامبرده دارای برآوردی تقریباً مشابه در تخمین میانگین ظرفیت فروریزش سازه هستند.

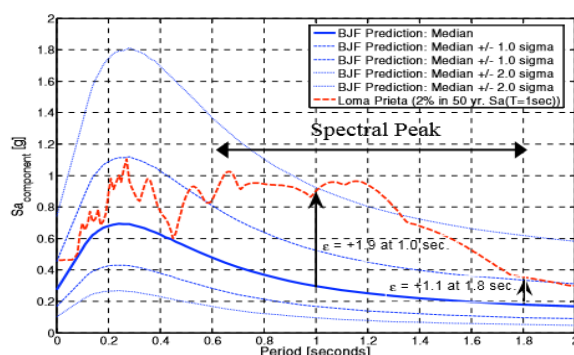
۲- شاخص اسیلون به عنوان شاخص شکل طیف

در شکل ۱، شکل طیف شتاب مربوط به زمین‌لرزه لوماپریتا که یک زمین‌لرزه خاص و نادر به دلیل دامنه نوسان‌های بزرگ است، نمایش داده شده است. طیف زمین‌لرزه لوماپریتا با سطح خطر ۲ درصد در ۵۰ سال در دوره تناوب یک ثانیه، دارای شدت طیف زیاد 0.9g می‌باشد که کمتر رخ می‌دهد، زیرا در دوره تناوب بالا به طور معمول مقادیر طیف پاسخ زلزله کاهش می‌یابد. در این شکل، همچنین طیف میانگین بدست آمده از رابطه کاهندگی بور و همکاران [۱۳] متناسب با بزرگا، فاصله و مشخصات ساختگاه این زمین‌لرزه نمایش داده شده است. با توجه به شکل ۱ مشاهده می‌شود که طیف حاصل از زمین‌لرزه دارای تفاوت زیاد نسبت به طیف حاصل از رابطه کاهندگی است، به خصوص در محدوده دوره تناوب ۰/۶ تا ۱/۸ ثانیه که شکل طیف حاصل از زمین‌لرزه افزایش قابل ملاحظه‌ای می‌یابد و مقدار طیف در مقادیر دیگر دوره تناوب کمتر از طیف رابطه کاهندگی است. طیف زمین‌لرزه (در سطح خطر ۲ درصد در ۵۰ سال) در دوره تناوب یک ثانیه در حدود 0.9g می‌باشد که نسبت به طیف کاهندگی که 0.3g می‌باشد بسیار بیشتر است. با توجه به شکل ۱ در دوره تناوب ۱ ثانیه، طیف

زمین لرزه لوماپریتا با انحراف معیار استاندارد ۱/۹ در بالای طیف به دست آمده از رابطه کاهندگی قرار گرفته است، که اصطلاحاً بیان می شود این رکورد دارای اپسیلون ۱/۹ در ۱ ثانیه است $(\varepsilon(1s) = 1.9)$ [۱۴]. مقدار اپسیلون $\varepsilon(T_i)$ به عنوان مقدار انحراف از معیار لگاریتمی بین طیف حاصل از زمین لرزه با طیف رابطه کاهندگی متناسب با بزرگا، فاصله و مشخصات ساختگاه زمین لرزه بیان می شود، بنابراین پارامتر تابع اپسیلون یک تابع از زمین لرزه است که برای مقادیر مختلف دوره تناوب متفاوت می باشد [۹].

$$\varepsilon(T_i) = \frac{\ln Sa(T_i) - \mu_{lnsa}(M, R, T_i)}{\sigma_{lnsa}(T_i)} \quad (1)$$

در رابطه فوق $\ln Sa(T_i)$ طیف حاصل از زمین لرزه است و مدل کاهندگی برای یک سناریوی فرضی (با بزرگای M و فاصله R و ...) یک مقدار میانگین $\mu_{lnsa}(M, R, T_i)$ و انحراف معیار $\sigma_{lnsa}(T_i)$ را نتیجه می دهد.



شکل ۱: مقایسه طیف به دست آمده از زمین لرزه لوماپریتا با طیف حاصل از رابطه کاهندگی بور و همکاران [۱۴]

۳- اپسیلون هدف

مقادیر اپسیلون مورد انتظار یا هدف که برای ارزیابی پاسخ سازه به دست می آید، به ساختگاه و سطح خطر مورد انتظار وابسته می باشد. بنابراین بر اساس سطح خطری که متناسب با سطح عملکردی ساختمان در نظر گرفته می شود، اپسیلون هدف یا مورد انتظار تعیین می گردد. به عنوان مثال، زمانی که احتمال فروریزش سازه تحت یک زمین لرزه با احتمال تعداد وقوع ۲ درصد در ۵۰ سال مورد بررسی قرار می گیرد یعنی سطح خطر هدف مورد بررسی ۲ درصد در ۵۰ سال می باشد [۱۰].

۴- طیف خطر یکنواخت و طیف میانگین شرطی

هنگامی که طیف حاصل از مدل کاهندگی برای یک سناریو مشخص زلزله با طیف خطر یکنواخت مقایسه می شود، اختلاف قابل توجهی بین دو طیف مشاهده می شود. اختلاف میان دو طیف به دلیل وجود یک مولفه دیگری است که با تغییر سطح خطر مورد بررسی تغییر می کند. به بیان دیگر با افزایش سطح خطر، اختلاف میان دو طیف خطر یکنواخت و طیف کاهندگی نیز افزایش می یابد. مدل کاهندگی بر اساس پارامترهای لرزه ای بیان می شود و این پارامترها همگی بستگی به نوع خاک و مشخصات تکتونیکی منطقه مورد بررسی دارد، در حالی که در طیف خطر یکنواخت علاوه بر استفاده از مدل کاهندگی از پارامتر دیگری تحت عنوان شاخص شکل طیف یا اپسیلون بهره می برد. مدل کاهندگی برای یک سناریو مشخص، یک مقدار میانگین و انحراف معیار نتیجه می دهد. این که طیف میانگین بعلاوه چند برابر انحراف معیار به طیف خطر یکنواخت نزدیک خواهد شد به وسیله پارامتر اپسیلون توجیه می شود. رابطه (۲) برای بیان اختلاف بحث شده قابل ارائه است:

$$\ln Sa_{UHS}(T_i) = \mu_{lnsa}(M, R, T_i) + \varepsilon(T_i) \cdot \sigma_{lnsa}(T_i) \quad (2)$$

بنابراین اپسیلون ضریبی از انحراف معیار $\sigma_{lnsa}(T_i)$ است که در صورتی که با طیف میانگین $\mu_{lnsa}(M, R, T_i)$ جمع شود، طیف خطر یکنواخت را نتیجه می دهد.

در تهیه طیف خطر یکنواخت برای سطوح بالای خطر، مقادیر طیف در دوره تناوب‌های مختلف به صورت یکسان بزرگنمایی می‌شود ولی آن چه که از آن غفلت می‌شود این است که به دلیل طبیعت تصادفی زلزله، ممکن است یک شتابنگاشت واقعی در یک دوره تناوب مشخص کاملاً استثنایی باشد ولی در نقاط مجاور آن، انتظار رخداد سطوح پایین‌تر کاملاً طبیعی است. حال آن‌که در تهیه طیف خطر یکنواخت، مقدار همبستگی $Sa(T)$ در دوره تناوب‌های مجاور به صورت ضمنی کامل فرض می‌شود. با اتخاذ این فرض ضمنی، مقدار $Sa(T)$ از روابط کاهندگی مرسوم محاسبه و طیف خطر یکنواخت تهیه می‌شود. روابط کاهندگی مرسوم فقط به پیش‌بینی $Sa(T)$ در دوره تناوب‌های مختلف می‌پردازند و هیچ گونه اطلاعاتی در خصوص همبستگی $Sa(T)$ در دوره تناوب‌های مختلف ارائه نمی‌دهد. با مطالعه تعداد زیادی شتابنگاشت و لحاظ کردن نرخ همبستگی برای دوره تناوب‌های مختلف، رابطه (۳) برای پیش‌بینی مقدار طیف پاسخ در دوره تناوب‌های مجاور پیشنهاد شده است.

$$\ln Sa_{CMS}(T_i) = \mu_{lnsa}(M, R, T_i) + \rho \cdot \varepsilon(T_1) \cdot \sigma_{lnsa}(T_i) \quad (3)$$

در این رابطه $\sigma_{lnsa}(T_i)$ مقدار انحراف معیار استاندارد در دوره تناوب مورد نظر است. $\varepsilon(T_1)$ اسپیلون هدف در دوره تناوب مشخصه و ρ شیب همبستگی بین $Sa(T_1)$ و $Sa(T_i)$ است، که رابطه (۴) برای آن پیشنهاد شده است.

$$\rho = 1 - \cos\left(\frac{\pi}{2}\right) - (0.359 + 0.163I_{(T_{min} < 0.189)}) \ln \frac{T_{min}}{0.189} \ln \frac{T_{max}}{T_{min}} \quad (4)$$

در رابطه فوق T_{min} و T_{max} مقدار بیشینه و کمینه T_i و T_1 است پارامتر I مقدار منطقی ۰ یا ۱ است. طیفی که بر اساس رابطه (۳) ترسیم شود طیف میانگین شرطی (CMS) نامیده می‌شود. جایگزینی طیف میانگین شرطی به جای طیف خطر یکنواخت در آیین‌نامه‌ها گامی موثر برای برآورد واقع‌گرایانه پاسخ غیرخطی سازه هاست [۱۵، ۶].

۵- روش‌های محاسبه اسپیلون در ارزیابی فروریزش سازه

۵-۱- یک مجموعه از زمین لرزه‌هایی که با استفاده از اسپیلون هدف انتخاب شده‌اند

در این روش جهت آنالیز سازه، زمین‌لرزه‌هایی انتخاب می‌شوند که بر اساس ساختگاه و سطح خطر مورد انتظار دارای مقدار ثابتی از اسپیلون هستند [۱۰، ۳].

۵-۲- استفاده از مجموعه کلی از زمین لرزه‌ها و اصلاح نتایج با استفاده از اسپیلون

در روش قبل برای هر دوره تناوب در یک ساختگاه مشخص با یک اسپیلون هدف، نیاز به انتخاب یک دسته زمین‌لرزه جداگانه است که این روش برای تمام حالت‌ها قابل استفاده نیست. در روش دوم ابتدا یک دسته شتابنگاشت بدون در نظر گرفتن مقادیر اسپیلون انتخاب می‌شوند و سازه تحت اثر آن‌ها تحلیل می‌شود، سپس توزیع پاسخ به دست آمده برای سازه بر اساس مقدار اسپیلون هدف برای هر ساختگاه و سطح خطر مشخص تصحیح می‌گردد. مراحل روش دوم به شرح زیر است

۱- یک مجموعه از زمین‌لرزه‌ها بدون در نظر گرفتن مقادیر اسپیلون انتخاب می‌شوند، این مجموعه را مجموعه کلی می‌نامند، که برای ایجاد یک نمونه آماری قابل توجه و اطمینان از دقت تحلیل رگرسیون، باید دارای تعداد زیادی زمین‌لرزه باشد.

۲- ظرفیت فروریزش سازه از طریق تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی محاسبه می‌شود. این تحلیل دینامیکی افزایشی با استفاده از شتابنگاشت‌های مقیاس شده انجام می‌شود. نتایج نیز به صورت یک توزیع جمعیتی به وسیله میانگین و پراکندگی حاصل از ارزیابی ظرفیت فروریزش به دست می‌آید.

۳- انجام یک تحلیل رگرسیون خطی بین ظرفیت فروریزش سازه و مقدار اسپیلون هر زمین‌لرزه جهت محاسبه رابطه بین دو پارامتر مذکور.

۴- توزیع ظرفیت فروریزش به دست آمده با استفاده از روابط رگرسیون تصحیح می‌گردد تا نتایج به دست آمده با اپسیلون هدف ساختگاه و سطح خطر مورد نظر متناسب باشند [۳, ۱۰, ۱۴].

۵-۳- روش ساده سازی شده جهت محاسبه اثر اپسیلون

جهت ارائه یک روش عملی جهت اصلاح نتایج ظرفیت فروریزش سازه، نسخه ساده سازی شده از روش دوم، برای اصلاح توزیع ظرفیت فروریزش سازه توسط هسلتون و همکاران ارائه شده است که در آن نیازی به محاسبه $\varepsilon(T_1)$ برای زمین لرزه و انجام تحلیل رگرسیون نمی‌باشد [۳, ۱۰, ۱۴].

۶- روش‌های انتخاب شتابنگاشت زلزله برای تحلیل دینامیکی سازه

۶-۱- انتخاب بر اساس مقادیر بزرگا، فاصله تاگسل، نوع گسل و ...

در این روش با توجه به مقادیر بزرگا (M)، فاصله تا گسل (R)، نوع گسل (F)، نوع خاک محل (S) و شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب اصلی سازه $Sa(T_1)$ بر اساس طیف طرح محل سازه، زلزله‌هایی که مشخصات آن‌ها به مقادیر مذکور نزدیک باشند، انتخاب می‌شوند [۲].

۶-۲- انتخاب بر اساس طیف طرح یکنواخت

در این روش ابتدا طیف طرح خطر یکنواخت (UHS) برای ناحیه مورد نظر با استفاده از مطالعات ساختگاهی به دست می‌آید. سپس طیف پاسخ هر زلزله با طیف طرح یکنواخت مقایسه می‌شود، در این صورت زلزله‌هایی انتخاب می‌شوند که در محدوده $0.2T$ تا $1.5T$ که T زمان تناوب اصلی سازه است، بیشترین شباهت را با طیف طرح داشته باشد. معیارهای مختلفی را می‌توان برای تعیین میزان مشابهت طیف پاسخ زلزله و طیف طرح یکنواخت در نظر گرفت که در ادامه به آن‌ها اشاره خواهد شد [۲].

۶-۳- انتخاب با استفاده از طیف میانگین شرطی

روش انتخاب حرکت زمین بر اساس طیف میانگین شرطی (CMS) شبیه روش طیف خطر یکنواخت است به این صورت که طیف میانگین شرطی جایگزین طیف خطر یکنواخت می‌شود. با توجه به این که یک زلزله به تنهایی قادر به تولید طیف پاسخی به بزرگی طیف خطر یکنواخت (UHS) در تمامی زمان‌های تناوب نخواهد بود، بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از طیف خطر یکنواخت به عنوان طیف هدف برای تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها، محافظه کارانه است. طیف میانگین شرطی یک طیف هدف جایگزین بوده که می‌تواند به جای طیف خطر یکنواخت در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها مورد استفاده قرار گیرد. به منظور آن که طیف جدید، با ماهیت لرزه خیزی منطقه متناسب باشد، یک نقطه مشترک بین آن و طیف آیین نامه در نظر گرفته خواهد شد که مقدار هر دو طیف در آن نقطه مشترک، یکسان فرض شود. در این روش میزان تطابق پاسخ هر زلزله با طیف میانگین شرطی مورد بررسی قرار می‌گیرد. میزان تطابق با مولفه‌های ضریب مجموع مربع خطاها (SSE) و ضریب مقیاس (SF) تعیین می‌شود که با استفاده از روابط (۵) و (۶) بیان می‌شوند:

$$SSE = \sum_{j=1}^n (\ln Sa(T_j) - \ln Sa_{CMS}(T_j))^2 \quad (5)$$

در رابطه فوق $\ln Sa(T_j)$ لگاریتم شتاب طیفی زلزله مورد نظر در دوره تناوب T_j و $\ln Sa_{CMS}(T_j)$ لگاریتم طیف میانگین شرطی در همان دوره تناوب است.

$$Scale Factor = \frac{\sum_{j=1}^n Sa_{CMS}(T_j)}{\sum_{j=1}^n Sa(T_j)} \quad (6)$$

در رابطه فوق $Sa_{CMS}(T_j)$ شتاب طیفی در طیف میانگین شرطی و $Sa(T_j)$ شتاب طیفی رکورد مورد نظر در دوره تناوب T_j هستند. به این ترتیب هر چه SSE به مقدار صفر و $Scale Factor$ به مقدار یک نزدیک تر باشد رکورد مربوطه مناسب تر خواهد بود [۱۵].

۷- حالت حدی فروریزش

برای انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی (IDA) ابتدا باید پارامترهای مناسب برای انعکاس شدت لرزه‌ای (IM) و نیز شاخص تقاضا (DM) انتخاب شوند. انتخاب یک شاخص شدت مناسب منجر به پراکندگی کمتر در پاسخ ایجاد شده در سازه توسط زلزله‌های گوناگون می‌شود. شاخص شدت زلزله در مطالعه حاضر برابر شتاب طیفی در دوره نوسانی اصلی سازه $Sa(T_i)$ در نظر گرفته شده است. پارامتر تقاضا یا شاخص تقاضا برای انعکاس هر چه بهتر پاسخ سازه‌ای است، که در این تحقیق برابر با حداکثر تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای (حداکثر در بین طبقات و نیز در کل زمان زلزله (θ_{max})) در نظر گرفته شده است. بنابر توصیه دستورالعمل FEMA350 برای بررسی ظرفیت فروریزش سازه می‌توان از تحلیل IDA استفاده کرد [۱۶]. ظرفیت حالت حدی فروریزش را طبق این دستورالعمل می‌توان مطابق با وقوع یکی از حالات (۱) واگرایی در آنالیزهای دینامیکی یا به تعبیری ناپایداری دینامیکی، (۲) کاهش شیب نمودار IDA به ۲۰ درصد شیب اولیه یا شیب الاستیک و (۳) فراتر رفتن حداکثر تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای (نسبت دررفت) از مقدار ۰/۱ در نظر گرفت. معیار شاخص تقاضا برای حد فروریزش سازه‌ها ۱۰٪ می‌باشد. در مواردی مشاهده شده است که تعیین فروریزش سازه‌ای بر اساس معیار واگرایی عددی (ناپایداری دینامیکی) و یا حداقل شیب با مشاهدات واقعی و تجربه مهندسی از نظر مقدار θ_{max} ایجاد شده در سازه دارای مغایرت است. برای حل این مسئله فروریزش سازه‌ای توسط دو معیار حداقل شیب و نیز معیار $\theta_{max} \leq 0.1$ به طور همزمان کنترل می‌شود.

به ازای هر منحنی IDA یک نقطه با شدت لرزه‌ای متناظر با فروریزش که نشان دهنده IM_{cap} است وجود دارد و منحنی احتمالی برازش شده بر نقاط فوق در چندین منحنی IDA، بیانگر منحنی‌های شکنندگی فروریزش خواهد بود که به صورت رابطه (۷) تعریف می‌شود [۱۷].

$$P_{C|IM=im} = \Phi\left(\frac{\ln im - \mu_{\ln IM_{cap}}}{\sigma_{\ln IM_{cap}}}\right) \quad (7)$$

که در رابطه (۷) $\mu_{\ln IM_{cap}}$ و $\sigma_{\ln IM_{cap}}$ به ترتیب بیانگر میانگین و انحراف معیار فروریزش بر حسب IM هستند. (رابطه ۸ و ۹)

$$\mu_{\ln IM_{cap}} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln im_{cap,i} \quad (8) \quad \sigma_{\ln IM_{cap}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\ln im_{cap,i} - \mu_{\ln IM_{cap}})^2}{n-1}} \quad (9)$$

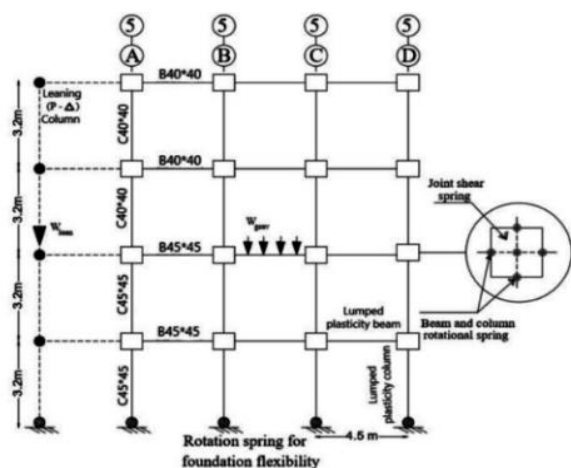
آنالیز احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای (PSDA) روشی است برای محاسبه میانگین بسامد سالیانه (MAF) فراگذشت تقاضای لرزه‌ای سازه از مقادیر مشخص گوناگون مانند یک منحنی خطر لرزه‌ای، که به روش تحلیل احتمالاتی خطر لرزه‌ای (PSHA) محاسبه می‌شود. روش آنالیز احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای، منحنی خطر لرزه‌ای سایت محل سازه را با نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه مورد بررسی، تحت اثر یک مجموعه از شتابنگاشت‌های زلزله، ترکیب می‌کند. اگر DM (شاخص تقاضا) و IM (شاخص شدت) به ترتیب بیانگر تقاضای سازه‌ای و شدت لرزه‌ای باشند، جهت محاسبه میانگین بسامد سالیانه فراگذشت از یک حالت حدی معین که با عبارت λ_{LS} نشان داده می‌شود، توسط رابطه (۱۰) بیان می‌گردد:

$$\lambda_{LS} = \int G_{(LS|DM)}(y) \cdot |d\lambda_{DM}(y)| \quad (10)$$

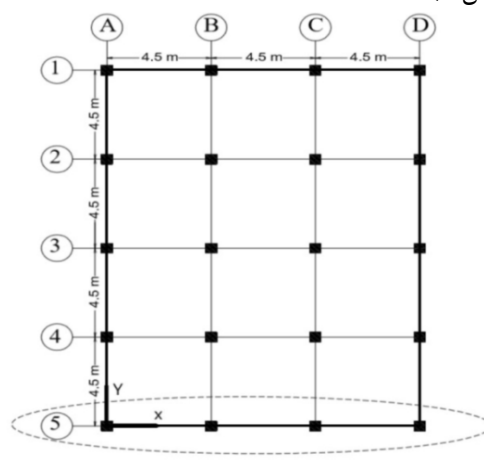
عبارت $G_{(LS|DM)}(y)$ بیانگر احتمال فراگذشت از یک حالت حدی (LS) معین به شرط آنکه شاخص تقاضا برابر y باشد و $d\lambda_{DM}(y)$ بیانگر دیفرانسیل خطر تقاضای لرزه‌ای نسبت به شاخص تقاضا که در مقدار y محاسبه شده است، می‌باشد [۱۸، ۱۹].

۸- معرفی مدل سازه‌ای

برای در نظر گرفتن اثر انتخاب شتابنگاشت و شکل طیفی زمین لرزه در پاسخ‌های فروریزش در این تحقیق از یک سازه ۴ طبقه بتنی با سیستم قاب خمشی استفاده شده است. شکل ۲ پلان سازه را نشان می‌دهد. سازه مورد در نظر در پهنه با خطر نسبی متوسط واقع شده، نوع خاک منطقه D می‌باشد و دوره تناوب سازه در مود اول ارتعاشی ۰/۹۶ است. سازه مورد بررسی در این تحقیق در پلان و ارتفاع متقارن است، بنابراین می‌توان آنالیزهای غیرخطی را روی یکی از قاب‌های باربر جانبی پیرامونی (محیطی) سازه انجام داد و آثار P-Delta کل سازه را روی قاب خمشی پیرامونی انتخابی، لحاظ کرد. بدین منظور سیستم سازه‌ای لحاظ شده برای مقاومت در برابر بارهای جانبی سیستم قاب خمشی محیطی می‌باشد. بنابراین سیستم باربر جانبی سازه در راستای X پلان، دو قاب ۱ و ۵ می‌باشند و تغییر مکان‌های جانبی کل سازه در راستای X نیز باید توسط این دو قاب تحمل شوند. بدین ترتیب سایر قاب‌های درونی سازه که قاب‌های ثقلی نام دارند فقط تحت تاثیر بارهای ثقلی می‌باشند. برای در نظر گرفتن اثر بار ثقلی وارد بر قاب‌های داخلی بر تقاضای ایجاد شده در قاب‌های خمشی محیطی از اعضایی به نام ستون تکیه کننده استفاده می‌شود. (شکل ۳). برای بدست آوردن نتایج تا حد امکان دقیق در محاسبه پاسخ‌های فروریزش سازه از مدل غیرخطی مفصل پلاستیک متمرکز و برای مدل‌سازی و انجام تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی از نرم افزار *OpenSees* استفاده شده است. به منظور صحت سنجی مدل از منحنی پوش آور قاب خمشی ۴ طبقه با مشخصه ۱۰۰۸ در مرجع [۱۴] استفاده شده است (شکل ۴).



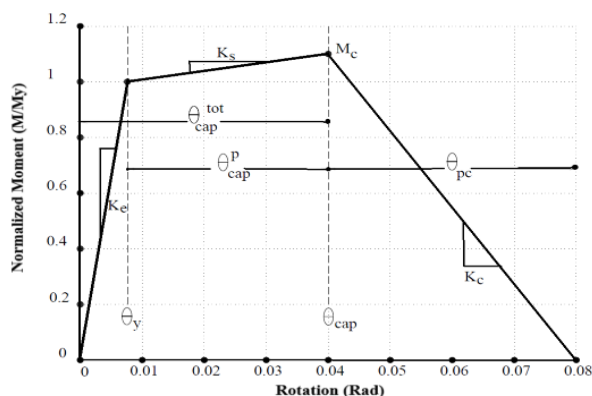
شکل ۳: مدل تحلیلی قاب خمشی دو بعدی



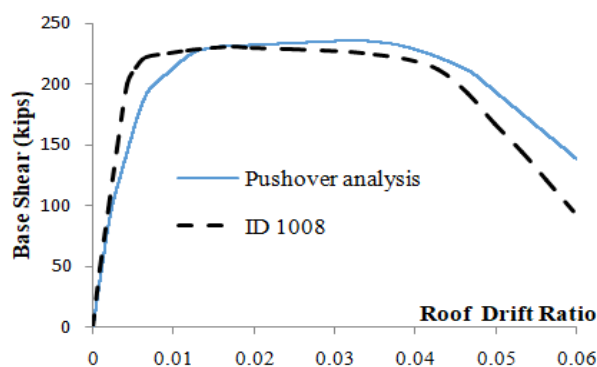
شکل ۲: پلان سازه

۸-۱- پارامترهای مدل مفصل پلاستیک متمرکز

در این تحقیق از مدل پلاستیسیته متمرکز برای المان‌های تیر و ستون استفاده شده است. مدل‌سازی مفصل پلاستیک متمرکز در سازه‌های بتنی با استفاده از مدل مصالحی که توسط ایبارا، مدینا و کراوینکلر توسعه داده شد، انجام می‌گیرد [۲۰]. پارامترهای مربوط به مدل مفصل پلاستیک توسط هسلتون و همکاران [۲۱] برای المان‌های بتنی کالیبره شده است. مدل مفصل پلاستیک با منحنی سه خطی در شکل ۵ نشان داده شده است. این منحنی شامل ناحیه الاستیک، ناحیه پس از تسلیم و پیش از راس با شیب مثبت و ناحیه پس از راس با شیب منفی و شاخه مقاومت پسماند است. لنگر تسلیم با (M_y) تعریف می‌شود. ناحیه پس از تسلیم و پیش از راس از اوج توسط ظرفیت چرخش پلاستیک (θ_{cap}^{pl}) و لنگر ماکزیمم (M_c) و ناحیه پس از اوج توسط ظرفیت دوران پلاستیک پس از اوج (θ_{pc}) تعریف می‌شود. زوال چرخه ای سختی و مقاومت بر اساس استهلاک انرژی چرخه‌ای (λ) محاسبه می‌شود. پارامترهای مدل مفصل پلاستیک با استفاده از روابط (۱۱) تا (۱۵) تعریف می‌شوند [۱۴، ۲۱]:



شکل ۵: منحنی سه خطی مدل مفصل پلاستیک



شکل ۴: مقایسه منحنی پوش آور سازه مدل شده و قاب با مشخصه ۱۰۰۸

-سختی اولیه یا سختی موثر تا ۴۰ درصد نقطه تسلیم، $(\frac{EI_{stf40}}{EI_g})$:

$$\left(\frac{EI_{stf40}}{EI_g}\right) = -0.02 + 0.98\left(\frac{P}{A_g f_c}\right) + 0.09\left(\frac{L_S}{H}\right) \quad (11)$$

-مقاومت خمشی تسلیم (M_y) : برای محاسبه مقاومت خمشی رابطه پیشنهاد شده توسط فردیس [۲۲] مورد استفاده قرار می گیرد.

-ظرفیت چرخش پلاستیک $(\theta_{cap,pl})$:

$$\theta_{cap,pl} = 0.12(1 + 0.55a_{sl})(0.16)^v(0.02 + 40\rho_{sh})^{0.43}(0.54)^{0.01c_{unit}f_c}(0.66)^{0.1S_n}(2.27)^{10\rho} \quad (12)$$

-ظرفیت دوران پس از اوج (θ_{pc}) :

$$\theta_{pc} = (0.76)(0.31)^v(0.02 + 40\rho_{sh})^{1.02} \leq 0.1 \quad (13)$$

-سخت شوندهگی پس از تسلیم $(\frac{M_c}{M_y})$:

$$\frac{M_c}{M_y} = (1.25)(0.89)^v(0.91)^{0.01c_{unit}f_c} \quad (14)$$

-ظرفیت اتلاف انرژی چرخه ای (λ) :

$$\lambda = (170)(0.27)^v(0.1)^{\frac{s}{d}} \quad (15)$$

در روابط فوق EI_g سختی کل، P بار محوری، A_g مساحت کل مقطع، f_c مقاومت فشاری بتن، H ارتفاع مقطع، L_S طول دهانه برشی، a_{sl} شاخص اثر لغزش آرماتور در بتن (یک به معنای امکان وقوع لغزش و صفر به معنای عدم امکان لغزش)، v نسبت بار محوری به ظرفیت محوری مقطع، S_n ضریب کماتش آرماتور، ρ_{sh} نسبت حجمی آرماتورهای عرضی، c_{unit} ضریب تبدیل واحد که برای واحد مگاپاسکال برابر یک است، ρ نسبت آرماتور کششی و $\frac{s}{d}$ نسبت فاصله خاموت به عمق موثر مقطع است. [۱۴، ۲۱]. در جداول ۱ و ۲ مشخصات مقاطع به کار رفته برای تیرها و ستون‌ها و مقادیر بدست آمده برای پارامترهای مدل مفصل پلاستیک آورده شده است. (واحد پارامترهای مفاصل پلاستیک بر حسب رادیان، نیوتن و متر هستند)

جدول ۱: مشخصات مقاطع تیر به کار رفته در سازه و مقادیر مربوط پارامترهای مدل مفصل پلاستیک مقاطع

St	ابعاد تیر (cm)	A_s	A'_s	$\theta_{cap,pl}$	θ_{pc}	$EI_{stf\ 40}$	M_y	$\frac{M_c}{M_y}$	λ
1	45×45	8φ18	8φ18	0.04	0.096	36734765	306927	1.215	80.2
2	45×45	8φ18	8φ18	0.04	0.096	36734765	306927	1.215	80.2
3	40×40	8φ18	8φ18	0.043	0.1	25933333	267386	1.215	71.55
4	40×40	6φ18	6φ18	0.042	0.1	25933333	202124	1.215	71.55

جدول ۲: مشخصات مقاطع ستون به کار رفته در سازه و مقادیر مربوط پارامترهای مدل مفصل پلاستیک مقاطع

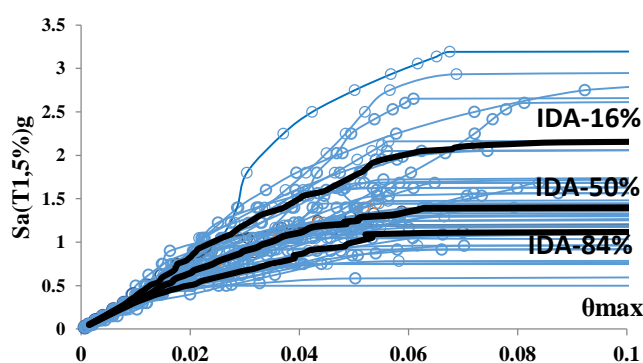
St	ابعاد ستون (cm)	A_s	$\theta_{cap,pl}$	θ_{pc}	$EI_{stf\ 40}$	M_y	$\frac{M_c}{M_y}$	λ
1	45×45	16φ22	0.037	0.058	42373125	563725	1.187	71.56
2	45×45	16φ22	0.037	0.058	42373125	563725	1.187	71.56
3	40×40	12φ18	0.034	0.065	28586666	309559	1.187	65.52
4	40×40	12φ18	0.034	0.065	28586666	309559	1.187	65.52

۸-۲- رکوردهای مورد استفاده در تحقیق

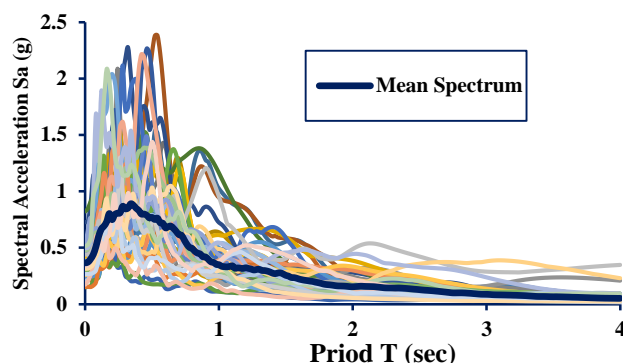
رکوردهای مورد استفاده برای IDA در این تحقیق، ۴۴ رکورد دور از گسل ارائه شده توسط FEMA-P695 است. این رکوردها شامل ۲۲ زوج رکورد (۴۴ مولفه)، از زلزله‌هایی هستند که فاصله ایستگاه ثبت آن‌ها تا محل گسل بیش از ۱۰ کیلومتر می‌باشند، مشخصات این رکوردها در جدول ۳ و طیف پاسخ شتاب آن‌ها در شکل ۶ آورده شده است [۲۳]. منحنی‌های IDA سازه مربوط به ۴۴ رکورد معرفی شده همراه با صدک شانزدهم، پنجاهم (میانه) و هشتاد و چهارم در شکل ۷ نشان داده شده است.

جدول ۳: مشخصات شتابنگاشت‌های مورد استفاده [۲۳]

No	بزرگی	سال	نام	مولفه افقی ۱	مولفه افقی ۲	$PGA_{max}(g)$	نوع خاک	سرعت موج برشی	نوع گسل
1	6.7	1994	Northridge	NORTHR/MUL009	NORTHR/MUL279	0.52	D	356	Thrust
2	6.7	1994	Northridge	NORTHR/LOS000	NORTHR/LOS270	0.48	D	309	Thrust
3	7.1	1999	Duzce, Turkey	DUZCE/BOL000	DUZCE/BOL090	0.82	D	326	Strike-slip
4	6.5	1979	Imperial Valley	IMPVALL/H-DLT262	IMPVALL/H-DLT352	0.35	D	275	Strike-slip
5	6.5	1979	Imperial Valley	IMPVALL/H-E11140	IMPVALL/H-E11230	0.38	D	196	Strike-slip
6	6.9	1995	Kobe, Japan	KOBE/NIS000	KOBE/NIS090	0.51	C	609	Strike-slip
7	6.9	1995	Kobe, Japan	KOBE/SHI000	KOBE/SHI090	0.24	D	256	Strike-slip
8	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	KOCAELI/DZC180	KOCAELI/DZC270	0.36	D	276	Strike-slip
9	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	KOCAELI/ARC000	KOCAELI/ARC090	0.22	C	523	Strike-slip
10	7.3	1992	Landers	LANDERS/YER270	LANDERS/YER360	0.24	D	354	Strike-slip
11	7.3	1992	Landers	LANDERS/CLW-LN	LANDERS/CLW-TR	0.42	D	271	Strike-slip
12	6.9	1989	Loma Prieta	LOMAP/CAP000	LOMAP/CAP090	0.53	D	289	Strike-slip
13	6.9	1989	Loma Prieta	LOMAP/G03000	LOMAP/G03090	0.56	D	350	Strike-slip
14	6.5	1987	Superstition Hills	SUPERST/B-ICC000	SUPERST/B-ICC090	0.36	D	192	Strike-slip
15	6.5	1987	Superstition Hills	SUPERST/B-POE270	SUPERST/B-POE360	0.45	D	208	Strike-slip
16	7	1992	Cape Mendocino	CAPEMEND/RIO270	CAPEMEND/RIO360	0.55	D	312	Thrust
17	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	CHICHI/CHY101-E	CHICHI/CHY101-N	0.44	D	259	Thrust
18	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	CHICHI/TCU045-E	CHICHI/TCU045-N	0.51	C	705	Thrust
19	6.6	1971	San Fernando	SFERN/PEL090	SFERN/PEL180	0.21	D	316	Thrust
20	6.5	1976	Friuli, Italy	FRIULI/A-TMZ000	FRIULI/A-TMZ270	0.35	C	425	Thrust
21	7.4	1990	Manjil, Iran	MANJIL/ABBAR-L	MANJIL/ABBAR-T	0.51	C	724	Strike-slip
22	7.1	1999	Hector Mine	HECTOR/HEC000	HECTOR/HEC090	0.34	C	685	Strike-slip



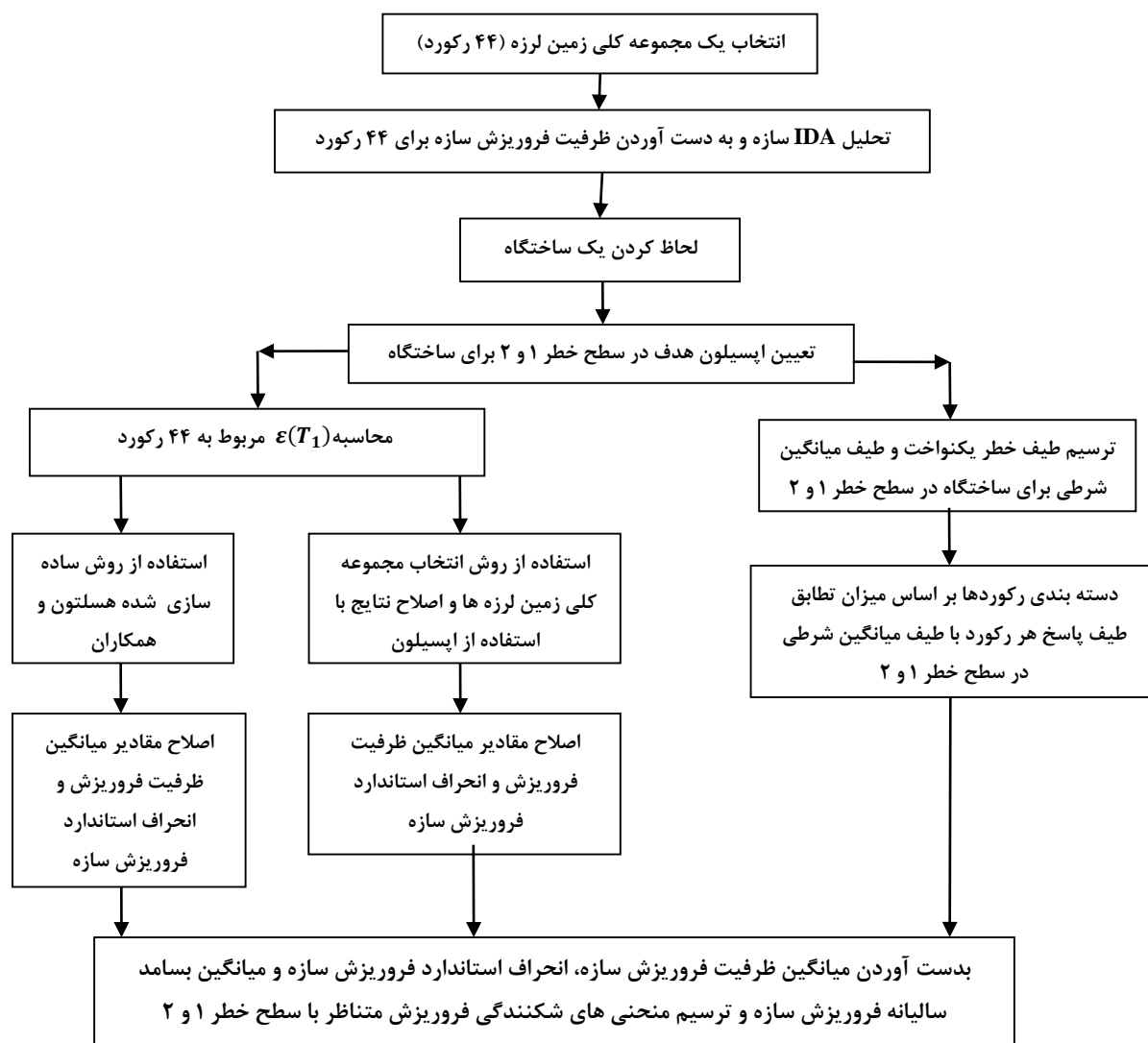
شکل ۷: منحنی های IDA سازه



شکل ۶: طیف شتاب رکوردهای دور از گسل FEMA-P695

۹- بررسی اثرات انتخاب شتابنگاشت و شکل طیفی زمین لرزه

روش مورد استفاده در این تحقیق برای در نظر گرفتن اثرات انتخاب شتابنگاشت و شکل طیف زمین لرزه در برآورد ظرفیت فروریزش سازه در فلوجارت شکل ۸ نشان داده شده است.



شکل ۸: روش مورد استفاده در تحقیق برای لحاظ کردن اثر انتخاب شتابنگاشت و شکل طیف زمین لرزه بر ظرفیت فروریزش سازه

۹-۱- تعیین اپسیلون هدف برای سطوح مختلف خطر ساختگاه

ساختگاه لحاظ شده در این تحقیق یک ساختگاه ایده‌آل است که فقط تحت اثر یک زلزله مشخصه با خصوصیات زیر قرار دارد [۶]:

دوره بازگشت زلزله مشخصه ۲۰۰ سال ($RP = 200$ years)، بزرگای زلزله مشخصه $7/2$ ($M_w = 7.2$)، نزدیکترین فاصله ساختگاه تا گسل ۱۱ کیلومتر ($R = 11$ km)، سرعت موج برشی خاک ساختگاه ۳۶۰ متر بر ثانیه ($V_{s30} = 360$ m/s) و نوع گسل معکوس می‌باشد.

از تئوری احتمالات نرخ فراگذشت سالیانه (v) برای x از رابطه (۱۶) به دست می‌آید [۶].

$$v[\ln Sa(T) > x] = v_0 \{P[\ln Sa(T) > x | Mw, R]\} \quad (16)$$

در این رابطه v_0 نرخ سالیانه رخداد زلزله مشخصه است که برای این ساختگاه با توجه به دوره بازگشت ۲۰۰ ساله برابر $\frac{1}{200}$ است. مقدار x برابر مقدار پیش بینی شده از رابطه کاهندگی ($\overline{\ln Sa(T)}$) فرض شده می‌باشد.

$$v[\ln Sa(T) > \overline{\ln Sa(T)}] = v_0 \{P[\ln Sa(T) > \overline{\ln Sa(T)} | Mw, R]\} = \frac{1}{400} \quad (17)$$

بنابراین می‌توان گفت اپسیلون برابر با صفر معادل دوره بازگشت ۴۰۰ سال می‌باشد. با فرض توزیع نرمال برای $\ln Sa(T)$ رابطه (۱۷) را می‌توان برای $\varepsilon = 1.4$ به صورت رابطه (۱۸) بازنویسی کرد.

$$v[\ln Sa(T) > \overline{\ln Sa(T)} + 1.4\sigma] = v_0 \{P[\ln Sa(T) > \overline{\ln Sa(T)} + 1.4\sigma | Mw, R]\} = \frac{1}{2475} \quad (18)$$

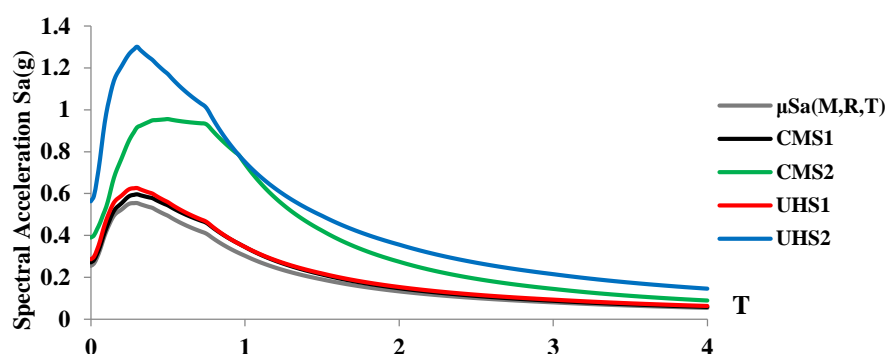
بنابراین می‌توان گفت $\varepsilon = 1.4$ معادل دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال است. به طور مشابه $\varepsilon = 0.2$ معادل یک رخداد با دوره بازگشت ۴۷۵ سال است [۶]. بنابراین سطح خطر ۱ معادل دوره بازگشت ۴۷۵ سال و احتمال ۱۰ درصد در ۵۰ سال با اپسیلون هدف مورد انتظار برابر $0.2 = \varepsilon_{exp(1)}$ و سطح خطر ۲ معادل دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال و احتمال ۲ درصد در ۵۰ سال با اپسیلون هدف مورد انتظار برابر $1.4 = \varepsilon_{exp(2)}$ در نظر گرفته می‌شود. رابطه کاهندگی در نظر گرفته شده برای ساختگاه مورد نظر جهت به دست آوردن طیف کاهندگی مربوط به رابطه بور و اتکینسون می‌باشد [۲۴] که پارامترهای آن مطابق تابع (۱۹) تعریف می‌شوند [۲۵].

$$[\mu_{Sa}(M, R, T_i) \sigma_{\ln Sa}(T_i)] = BA_{2008_nga}(M, T_i, R_{jb}, Fault_Type, V_{s30}) \quad (19)$$

در تابع فوق M بزرگای زلزله، T_i دوره تناوب، R_{jb} فاصله جویئر-بور، $Fault_Type$ نوع گسل و V_{s30} سرعت موج برشی هستند که مقادیر آن‌ها با توجه به مشخصات ساختگاه ایده‌آل فرضی وارد می‌شوند، $\mu_{Sa}(M, R, T_i)$ میانگین شتاب طیفی پیش‌بینی شده و $\sigma_{\ln Sa}(T_i)$ لگاریتم انحراف استاندارد شتاب طیفی پیش‌بینی شده است. بنابراین در سطح خطر j ام ($j=1,2$) طیف خطر یکنواخت و طیف میانگین شرطی با استفاده از روابط (۲۰) و (۲۱) به دست می‌آیند. در شکل ۹ طیف کاهندگی (طیف میانگین)، طیف خطر یکنواخت در سطح خطر ۱ و ۲ و طیف میانگین شرطی در سطح خطر ۱ و ۲ ترسیم شده‌اند.

$$Sa_{UHS(j)}(T_i) = \exp(\ln \mu_{Sa}(M, R, T_i) + \varepsilon_{exp(j)} \cdot \sigma_{\ln Sa}(T_i)) \quad (20)$$

$$Sa_{CMS(j)}(T_i) = \exp(\ln \mu_{Sa}(M, R, T_i) + \rho(i) \cdot \varepsilon_{exp(j)} \cdot \sigma_{\ln Sa}(T_i)) \quad (21)$$



شکل ۹: طیف کاهندگی، طیف خطر یکنواخت و طیف میانگین شرطی در سطح خطر ۱ و ۲

مقدار اپسیلون $\varepsilon(T_i)$ به عنوان مقدار انحراف از معیار لگاریتمی بین طیف حاصل از زمین لرزه با طیف رابطه کاهندگی متناسب با بزرگا، فاصله و مشخصات ساختمانگاه زمین لرزه بیان می شود.

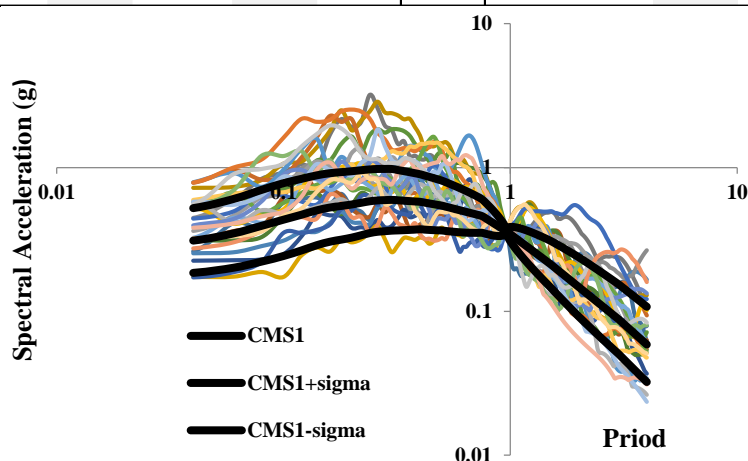
$$\varepsilon(T_i) = \frac{\ln Sa(T_i) - \ln \mu_{Sa}(M, R, T_i)}{\sigma_{\ln Sa}(T_i)} \quad (22)$$

در رابطه فوق $\ln Sa(T_i)$ طیف حاصل از زمین لرزه است. $\mu_{Sa}(M, R, T_i)$ میانگین شتاب طیفی پیش بینی شده و $\sigma_{\ln Sa}(T_i)$ لگاریتم انحراف استاندارد شتاب طیفی پیش بینی شده متناسب با بزرگا، فاصله و مشخصات ساختمانگاه زمین لرزه است. مقدار اپسیلون در دوره تناوب اصلی ($\varepsilon(T_1)$) سازه برای ۴۴ شتابنگاشت در جدول ۴ آورده شده است.

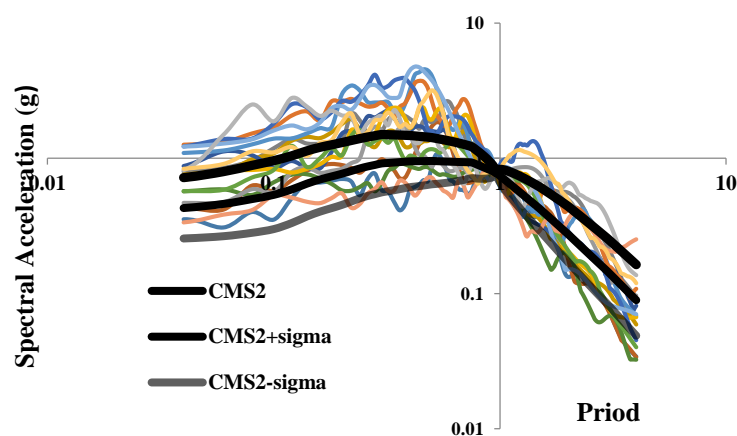
در این تحقیق همان طور که نشان داده شد، یک سایت فرضی ایده آل در نظر گرفته شد و برای آن دو سطح خطر ۱ و ۲ تعریف شد که سطح خطر ۱ معادل دوره بازگشت ۴۷۵ سال و سطح خطر ۲ معادل دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال است. سپس طیف خطر یکنواخت و طیف میانگین شرطی برای دو سطح خطر مذکور ترسیم شدند. حال با استفاده از روش انتخاب شتابنگاشت و استفاده از طیف میانگین شرطی، ۴۴ شتابنگاشت معرفی شده را به دو دسته متناظر با سطح خطر ۱ و متناظر با سطح خطر ۲ دسته بندی می شوند. به این صورت که میزان تطابق طیف پاسخ هر شتابنگاشت با طیف میانگین شرطی در سطح خطر ۱ و ۲ مورد بررسی قرار می گیرد. برای نشان دادن میزان تطابق از مولفه های ضریب مجموع مربعات خطاها (SSE) و ضریب مقیاس (SF) استفاده می شود. مقادیر SSE1 و SF1 که نشان دهنده میزان تطابق طیف پاسخ زلزله با طیف میانگین شرطی در سطح خطر ۱ است و مقادیر SSE2 و SF2 که نشان دهنده میزان تطابق طیف پاسخ شتابنگاشت با طیف میانگین شرطی در سطح خطر ۲ است که برای ۴۴ شتابنگاشت معرفی شده به دست می آیند (جدول ۴). با مقایسه SF1 و SF2 هر شتابنگاشت دسته بندی می شود در مواردی مقادیر SF1 و SF2 یک شتابنگاشت فاصله تقریباً یکسان تا عدد ۱ داشته باشد، با توجه به مقادیر SSE1 و SSE2 شتابنگاشت ها دسته بندی می شوند. جدول ۴ نشان می دهد هر شتابنگاشت مربوط به کدام دسته می باشد. شکل های ۱۰ و ۱۱ طیف میانگین شرطی در سطوح خطر ۱ و ۲ و شتابنگاشت های دسته بندی شده در سطح خطر ۱ و ۲ را نشان می دهند.

جدول ۴: مقدار اسیلون در دوره تناوب اصلی، میزان تطابق هر شتابنگاشت با طیف میانگین شرطی و سطح خطر انتخابی برای ۴۴ شتابنگاشت

شماره رکورد	$\varepsilon(T1)$	SSE1	SF1	SSE2	SF2	سطح خطر	شماره رکورد	$\varepsilon(T1)$	SSE1	SF1	SSE2	SF2	سطح خطر
1	2.095291	65.770	0.443	120.203	0.830	2	23	0.222741	49.314	0.473	14.257	0.871	2
2	1.926778	145.112	0.379	21.922	0.711	2	24	-0.23835	15.036	0.696	34.832	1.306	1
3	0.600609	19.553	0.643	20.365	1.207	2	25	0.147105	23.226	0.763	75.890	1.432	1
4	1.242306	24.191	0.558	12.032	1.047	2	26	0.556434	15.092	0.758	19.682	1.422	1
5	1.517483	49.016	0.431	11.604	0.809	2	27	1.235637	7.320	0.795	18.643	1.492	1
6	2.212951	63.615	0.414	7.828	0.777	2	28	0.66611	18.668	1.066	58.898	2.000	1
7	1.429875	4.616	1.011	48.809	1.897	1	29	0.890291	7.359	0.832	40.214	1.561	1
8	1.820643	14.332	0.762	15.601	1.429	1	30	1.068161	2.313	0.951	42.458	1.783	1
9	0.49359	15.202	0.810	42.542	1.520	1	31	0.448215	12.473	0.688	11.455	1.290	2
10	0.18935	9.831	0.832	51.519	1.561	1	32	-0.13027	27.809	0.583	46.413	1.093	2
11	0.727195	25.179	0.580	43.622	1.088	2	33	1.638127	44.815	0.525	3.642	0.985	2
12	0.417568	14.941	0.680	32.340	1.276	2	34	0.513827	8.652	0.809	17.773	1.517	1
13	0.976514	6.390	0.923	38.606	1.731	1	35	1.917878	8.485	0.742	27.533	1.391	1
14	-0.39097	4.487	0.950	36.830	1.782	1	36	1.359859	21.247	0.729	65.252	1.368	1
15	0.555297	5.525	0.801	22.629	1.503	1	37	0.630032	17.574	1.317	92.574	2.471	1
16	1.006937	45.868	0.543	7.440	1.018	2	38	0.143311	79.860	2.205	224.137	4.137	1
17	-1.30654	105.146	2.594	265.203	4.868	1	39	0.729503	16.611	1.098	90.261	2.060	1
18	-1.09714	58.242	2.235	185.285	4.193	1	40	1.035681	30.124	0.852	91.209	1.598	1
19	1.442225	17.793	0.803	18.942	1.506	1	41	1.643109	32.698	0.591	13.063	1.108	2
20	0.69076	8.962	1.204	63.820	2.259	1	42	1.141463	11.873	0.744	41.847	1.397	1
21	-0.20374	16.154	0.988	82.751	1.854	1	43	0.688711	7.108	1.056	47.589	1.980	1
22	0.962168	20.758	0.599	17.241	1.123	2	44	0.940825	23.907	0.666	17.652	1.249	2



شکل ۱۰: طیف میانگین شرطی، طیف میانگین شرطی بعلاوه و منه‌ای انحراف معیار در سطح خطر ۱ و شتابنگاشت‌های متناظر با سطح خطر ۱



شکل ۱۱: طیف میانگین شرطی، طیف میانگین شرطی بعلاوه و منه‌ای انحراف معیار در سطح خطر ۲ و شتابنگاشت‌های متناظر با سطح خطر ۲

در جدول ۵ میانگین ظرفیت فروریزش، انحراف استاندارد فروریزش و میانگین بسامد سالیانه فروریزش را برای سه حالت بدون لحاظ کردن اثر انتخاب شتابنگاشت برای ۴۴ رکورد معرفی شده و رکوردهای متناظر با سطح خطر ۱ و ۲ آورده شده است. برای حالت بدون لحاظ کردن اثر انتخاب شتابنگاشت، میانگین ظرفیت فروریزش 0.32422 ، انحراف استاندارد فروریزش 1.748×10^{-4} و میانگین بسامد سالیانه فروریزش 1.748×10^{-4} می باشد. برای شتابنگاشت‌های متناظر با سطح خطر ۱ میانگین ظرفیت فروریزش 0.20092 ، انحراف استاندارد فروریزش 1.924×10^{-4} و میانگین بسامد سالیانه فروریزش 1.924×10^{-4} می باشد. برای شتابنگاشت‌های متناظر با سطح خطر ۲ میانگین ظرفیت فروریزش 0.520048 ، انحراف استاندارد فروریزش 1.138×10^{-4} و میانگین بسامد سالیانه فروریزش 1.138×10^{-4} می باشد.

جدول ۵: پاسخ های فروریزش سازه برای ۳ حالت بدون لحاظ اثر انتخاب شتاب نگاشت و متناظر با سطح خطر ۱ و ۲

روش	میانگین ظرفیت فروریزش (HLNSa)	انحراف استاندارد فروریزش (σLNSa)	میانگین بسامد سالیانه فروریزش (MAF)
بدون لحاظ اثر انتخاب شتابنگاشت	0.32422	0.422043	1.748×10^{-4}
متناظر با سطح خطر ۴۷۵ سال	0.20092	0.364799	1.924×10^{-4}
متناظر با سطح خطر ۲۴۷۵ سال	0.520048	0.432622	1.138×10^{-4}

برای محاسبه نسبت میانگین ظرفیت فروریزش (Ratio) از رابطه (۲۴) و میانگین ظرفیت فروریزش، برای ۳ حالت فوق، از رابطه (۲۳) استفاده می شود.

$$Mean_{[Sa,col(T1)]} = \exp(\mu_{LN[Sa,col(T1)]}) \quad (23)$$

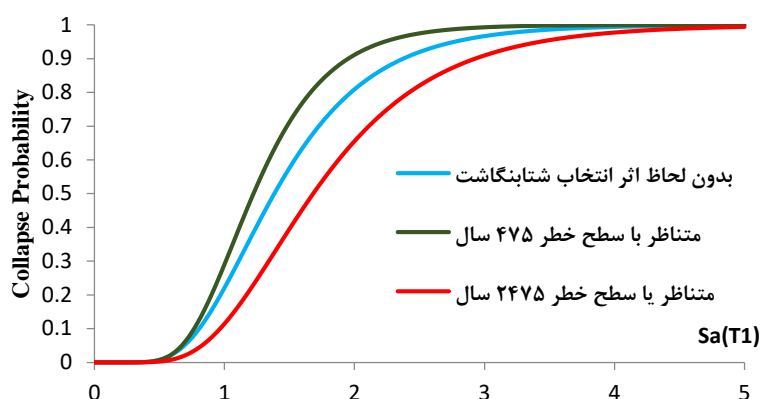
بدون لحاظ اثر انتخاب شتابنگاشت	سطح خطر ۱	سطح خطر ۲
$Mean_{[Sa,col(T1)]} = \exp(0.32422) = 1.383$	$Mean'_{[Sa,col(T1)]} = \exp(0.20092) = 1.223$	$Mean'_{[Sa,col(T1)]} = \exp(0.520048) = 1.682$

مقدار میانگین ظرفیت فروریزش سازه برای حالت بدون لحاظ کردن اثر انتخاب شتابنگاشت $1/383$ ، در سطح خطر ۱ برابر $1/223$ و در سطح خطر ۲ برابر $1/682$ است.

$$Ratio = \frac{Mean'_{[Sa,col(T1)]}}{Mean_{[Sa,col(T1)]}} \quad (24)$$

سطح خطر ۱	سطح خطر ۲
$Ratio = \frac{1.223}{1.383} = 0.8843$	$Ratio = \frac{1.682}{1.383} = 1.216$

با توجه به رابطه (۲۴) نسبت میانگین ظرفیت فروریزش برای زلزله‌های متناظر با سطح خطر ۱ برابر 0.8843 و برای زلزله‌های متناظر با سطح خطر ۲ برابر 1.216 می باشد. نسبت میانگین بسامد سالیانه فروریزش (MAF) برای زلزله‌های متناظر با سطح خطر ۱ برابر $1/1$ و برای زلزله‌های متناظر با سطح خطر ۲ برابر 0.651 می باشد. در شکل ۱۲ منحنی‌های شکنندگی برای ۳ حالت بدون لحاظ اثر انتخاب شتابنگاشت، متناظر با سطح خطر ۱ و متناظر با سطح خطر ۲ ترسیم شده‌اند.



شکل ۱۲: منحنی‌های شکنندگی فروریزش سازه برای ۳ حالت بدون لحاظ اثر انتخاب شتاب نگاشت و متناظر با سطح خطر ۱ و ۲

۹-۲- روش‌های محاسبه اسیلون در ارزیابی فروریزش سازه

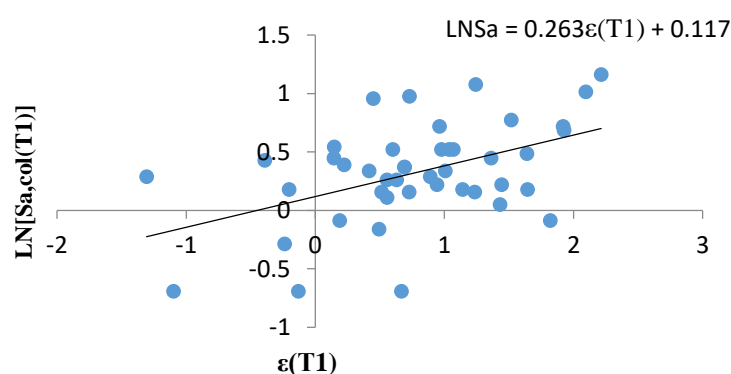
۹-۲-۱- استفاده از مجموعه کلی از زمین لرزه‌ها و اصلاح نتایج با استفاده از اسیلون

مراحل این روش در بخش ۵ تشریح شده است. همان‌طور که شرح داده شد یک مجموعه کلی زمین‌لرزه شامل ۴۴ شتابنگاشت دور از گسل انتخاب شد و مقادیر میانگین ظرفیت فروریزش سازه، انحراف استاندارد فروریزش و میانگین بسامد سالیانه فروریزش برای این مجموعه کلی بدست آمد.

-ابتدا رگرسیون خطی بین ظرفیت فروریزش سازه برای هر زمین‌لرزه $(LN[Sa, col(T1)])$ و $\varepsilon(T1)$ آن (در جدول ۴ مقادیر $\varepsilon(T1)$ آمده است) به صورت رابطه (۲۵) محاسبه می‌شود.

$$\hat{\mu}_{LN[Sa, col(T1)]} = \beta_0 + \beta_1 \varepsilon(T1) \quad (25)$$

در رابطه فوق β_0 و β_1 به ترتیب خروج از مرکزیت و شیب خط حاصل از تحلیل رگرسیون بین ظرفیت فروریزش و اسیلون هستند. در شکل ۱۳ مقادیر لگاریتم طیفی شتاب به عنوان نماینده ظرفیت فروریزش به مقادیر اسیلون هر زمین‌لرزه نشان داده شده است.



شکل ۱۳: رابطه بین ظرفیت فروریزش و اسیلون برای هر زمین‌لرزه به همراه نتایج تحلیل رگرسیون خطی بین آن‌ها

برای آن‌که میانگین ظرفیت فروریزش بر اساس اسیلون هدف اصلاح گردد، می‌توان رابطه (۲۶) را به صورت میانگین اصلاح شده برای سطح خطر ۱ با اسیلون هدف $0/2$ و سطح خطر ۲ با اسیلون هدف $1/4$ بدست آورد. در جدول ۶ مقادیر ظرفیت فروریزش سازه $(LN[Sa, col(T1)])$ حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی برای ۴۴ رکورد معرفی شده و مقادیر ظرفیت فروریزش بدست آمده از رابطه (۲۶) (پیش‌بینی شده توسط تحلیل رگرسیون خطی) آورده شده است.

$$\hat{\mu}_{LN[Sa, col(T1)]} = 0.117 + 0.263 \cdot \varepsilon(T1) \quad (26)$$

جدول ۶: مقادیر ظرفیت فروریزش سازه برای ۴۴ رکورد حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی و تحلیل رگرسیون خطی

شماره	IDA	Reg	شماره	IDA	Reg
1	1.012	0.669	23	0.388	0.176
2	0.685	0.624	24	-0.288	0.055
3	0.520	0.276	25	0.543	0.156
4	1.076	0.444	26	0.109	0.264
5	0.771	0.517	27	0.154	0.443
6	1.160	0.700	28	-0.693	0.293
7	0.049	0.494	29	0.286	0.352
8	-0.087	0.597	30	0.520	0.399
9	-0.163	0.247	31	0.956	0.236
10	-0.087	0.167	32	-0.693	0.083
11	0.154	0.309	33	0.484	0.549
12	0.336	0.227	34	0.154	0.253
13	0.520	0.374	35	0.718	0.622
14	0.427	0.015	36	0.447	0.475
15	0.260	0.264	37	0.260	0.283
16	0.336	0.382	38	0.447	0.155
17	0.286	-0.226	39	0.975	0.310
18	-0.693	-0.171	40	0.520	0.390
19	0.219	0.497	41	0.176	0.550
20	0.368	0.299	42	0.176	0.418
21	0.176	0.064	43	0.368	0.299
22	0.718	0.371	44	0.219	0.365

میانگین 0.32422

انحراف معیار 0.2033

سطح خطر ۱	سطح خطر ۲
$\hat{\mu}_{LN[Sa,col(T1)]} = 0.117 + 0.263 \times 0.2 = 0.1696$	$\hat{\mu}_{LN[Sa,col(T1)]} = 0.117 + 0.263 \times 1.4 = 0.4852$
$Mean'_{[Sa,col(T1)]} = \exp(0.1696) = 1.184$	$Mean'_{[Sa,col(T1)]} = \exp(0.4852) = 1.624$
$Ratio = \frac{1.184}{1.383} = 0.856$	$Ratio = \frac{1.624}{1.383} = 1.174$

پراکندگی نتایج ظرفیت فروریزش که به طور مستقیم از زمین لرزه‌ها به دست آمده، برابر $\sigma_{LN[Sa,col(T1)]} = 0.422043$ است. مقدار انحراف معیار با استفاده از رابطه (۲۷) قابل تصحیح است.

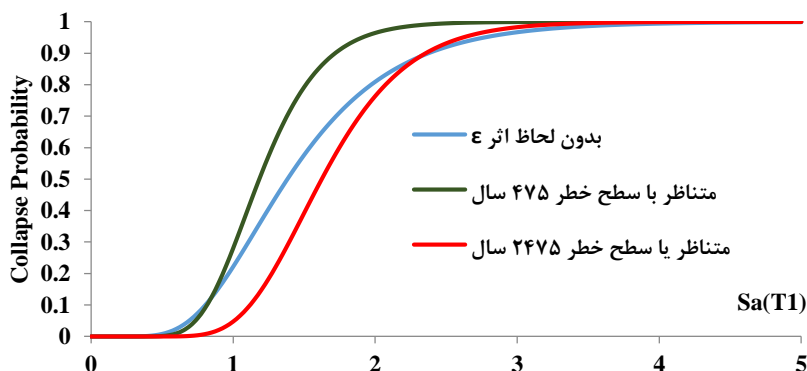
$$\sigma_{LN[Sa,col(T1)]} = \sqrt{\{\sigma_{LN[Sa,col(T1)]_{reg}}\}^2 + \beta_1^2 \sigma_\varepsilon^2} = \sqrt{\{0.2033\}^2 + 0.263^2 \times 0.773^2} = 0.29 \quad (27)$$

با توجه به نتایج تحلیل رگرسیون و شکل ۱۳ در رابطه فوق، $\sigma_{LN[Sa,col(T1)]_{reg}} = 0.2033$ می‌باشد و σ_ε نیز انحراف معیار مربوط به مقادیر $\varepsilon(T1)$ در جدول ۴ است. مقدار انحراف استاندارد اصلاح شده در رابطه (۲۷) برابر 0.29 به دست آمده است که نسبت به انحراف معیاری که به صورت مستقیم از زمین لرزه‌ها به دست آمده است کاهش یافته است. این کاهش در مقدار انحراف معیار تنها یک اثر متوسط بر روی ارزیابی فروریزش سازه خواهد داشت و تنها اثر آن در نواحی انتهایی توزیع ظرفیت فروریزش مشهود است.

در جدول ۷ میانگین ظرفیت فروریزش، انحراف استاندارد فروریزش و میانگین بسامد سالیانه فروریزش را برای سه حالت بدون لحاظ کردن اثر اپسیلون برای ۴۴ رکورد معرفی شده و لحاظ کردن اپسیلون متناظر با سطح خطر ۱ و ۲ آورده شده است. برای حالت بدون لحاظ کردن اثر اپسیلون، میانگین ظرفیت فروریزش 0.32422 ، انحراف استاندارد فروریزش 0.422043 و مقدار میانگین بسامد سالیانه فروریزش برابر 1.184 می‌باشد. برای سطح خطر ۱ میانگین ظرفیت فروریزش 0.856 ، انحراف استاندارد فروریزش 0.29 و میانگین بسامد سالیانه فروریزش 1.174 می‌باشد. برای سطح خطر ۲ میانگین ظرفیت فروریزش 1.174 ، انحراف استاندارد فروریزش 0.29 و میانگین بسامد سالیانه فروریزش 1.174 می‌باشد. با توجه به نتایج به دست آمده نسبت میانگین ظرفیت فروریزش متناظر با سطح خطر ۱ برابر 0.856 و برای سطح خطر ۲ برابر 1.174 می‌باشد. نسبت میانگین بسامد سالیانه فروریزش برای سطح خطر ۱ برابر 1.174 و برای سطح خطر ۲ برابر 0.856 می‌باشد. در شکل ۱۴ منحنی‌های شکنندگی برای ۳ حالت بدون لحاظ اثر اپسیلون، متناظر با سطح خطر ۱ و متناظر با سطح خطر ۲ ترسیم شده‌اند.

جدول ۷: پاسخ‌های فروریزش سازه برای ۳ حالت بدون لحاظ اثر اپسیلون و متناظر با سطح خطر ۱ و ۲

میانگین بسامد سالیانه فروریزش (MAF)	انحراف استاندارد فروریزش (σ_{LNSa})	میانگین ظرفیت فروریزش (μ_{LNSa})	روش
1.748×10^{-4}	0.422043	0.32422	بدون لحاظ اثر ϵ
2.433×10^{-4}	0.29	0.1696	متناظر با سطح خطر ۴۷۵ سال
1.243×10^{-4}	0.29	0.4852	متناظر با سطح خطر ۲۴۷۵ سال

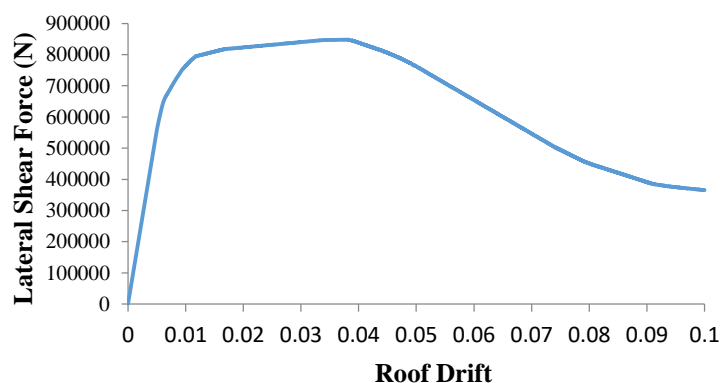


شکل ۱۴: منحنی های شکنندگی فروریزش سازه برای ۳ حالت بدون لحاظ اثر اپسیلون و متناظر با سطح خطر ۱ و ۲

۹-۲-۲- روش ساده سازی شده جهت محاسبه اثر اپسیلون

جهت ارائه یک روش عملی جهت اصلاح نتایج ظرفیت فروریزش سازه، نسخه ساده سازی شده برای اصلاح توزیع ظرفیت فروریزش سازه توسط هسلتون و همکاران ارائه شده است که در آن نیازی به محاسبه $\epsilon(T_1)$ برای زمین لرزه و انجام تحلیل رگرسیون نمی‌باشد. مراحل این روش به صورت گام به گام به شکل زیر است.

۱- انجام تحلیل استاتیکی پوش آور و تعیین حداکثر دررفت نسبی بام (RDR) زمانی که مقاومت سازه به میزان ۲۰ درصد مقاومت حداکثر افت نموده است. با توجه به نمودار تحلیل استاتیکی پوش آور شکل ۱۵ حداکثر مقاومت سازه برابر 847983 نیوتن است و دررفت نسبی بام متناظر با ۲۰ درصد افت مقاومت (یا ۸۰ درصد مقاومت حداکثر) برابر 0.0578 است.



شکل ۱۵: تحلیل استاتیکی پوش آور سازه

۲- انجام تحلیل دینامیکی افزایشی جهت محاسبه میانگین ظرفیت فروریزش و انحراف استاندارد فروریزش سازه برای ۴۴ رکورد

معرفی شده

۳- محاسبه β_1 برای سازه مورد بررسی با استفاده از رابطه (۲۸) که در این رابطه N تعداد طبقات و RDR در گام ۱ محاسبه شد.

$$\beta_1 = (0.4)(N + 5)^{0.35}(RDR)^{0.38} \rightarrow \beta_1 = (0.4)(4 + 5)^{0.35}(0.0578)^{0.38} = 0.292 \quad (28)$$

۴- با استفاده از ساختگاه و سطح خطر مورد نظر مقدار میانگین اپسیلون هدف $\bar{\epsilon}_0(T1)$ تعیین گردد. اپسیلون هدف برای ساختگاه معرفی شده در سطح خطر ۱ برابر ۰/۲ و در سطح خطر ۲ برابر ۱/۴ به دست آمد.

۵- مقدار میانگین اپسیلون مجموعه زمین لرزه‌های کلی $\bar{\epsilon}(T1)_{records}$ محاسبه گردد. مقادیر اپسیلون ۴۴ رکورد معرفی شده در جدول ۴ آورده شده است که مقدار میانگین اپسیلون‌ها برابر ۰/۷۸۵ است.

۶- میانگین ظرفیت فروریزش باید اصلاح شود. اصلاح نتایج ظرفیت به خاطر تفاوت بین میانگین اپسیلون مجموعه کلی زمین لرزه‌ها $\bar{\epsilon}(T1)_{records}$ با مقدار اپسیلون هدف $\bar{\epsilon}_0(T1)$ انجام می‌گیرد (رابطه (۲۹)).

$$\dot{\mu}_{LN}[Sa,col(T1)] = \mu_{LN}[Sa,col(T1)] + \beta_1(\bar{\epsilon}_0(T1) - \bar{\epsilon}(T1)_{records}) \quad (29)$$

سطح خطر ۱	سطح خطر ۲
$\dot{\mu}_{LN}[Sa,col(T1)] = 0.32422 + 0.292(0.2 - 0.785) = 0.15457$	$\dot{\mu}_{LN}[Sa,col(T1)] = 0.32422 + 0.292(1.4 - 0.785) = 0.5038$
$Mean'_{[Sa,col(T1)]} = \exp(0.15457) = 1.1682$	$Mean'_{[Sa,col(T1)]} = \exp(0.50257) = 1.655$
$Ratio = \frac{1.1682}{1.383} = 0.845$	$Ratio = \frac{1.655}{1.383} = 1.197$

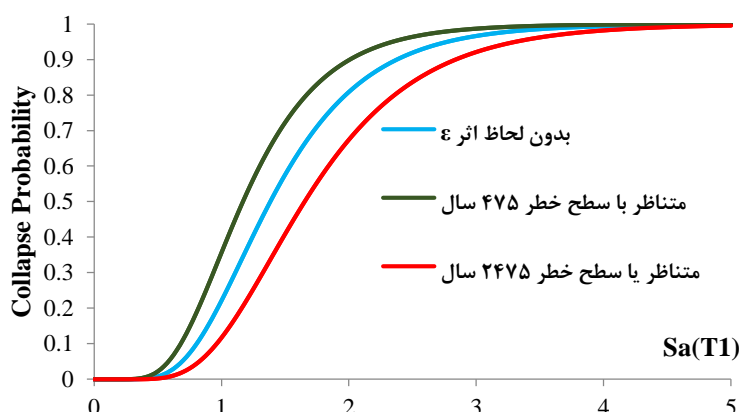
۷- محاسبه پراکندگی ظرفیت فروریزش سازه، هستون و همکاران محاسبه مقدار انحراف استاندارد فروریزش را جهت ساده سازی به صورت مستقیم از تحلیل دینامیکی غیرخطی پیشنهاد دادند.

$$\dot{\sigma}_{LN}[Sa,col(T1)] = \sigma_{LN}[Sa,col(T1)] \quad (30)$$

در جدول ۸ میانگین ظرفیت فروریزش، انحراف استاندارد فروریزش و میانگین بسامد سالیانه فروریزش را برای سه حالت بدون لحاظ کردن اثر اپسیلون برای ۴۴ رکورد معرفی شده و متناظر با سطح خطر ۱ و ۲ آورده شده است. برای حالت بدون لحاظ کردن اثر اپسیلون، میانگین ظرفیت فروریزش ۰/۳۲۴۲۲، انحراف استاندارد فروریزش ۰/۴۲۲۰۴۳ و مقدار میانگین بسامد سالیانه فروریزش برابر ۴⁻ ۱۰/۷۴۸۸ می‌باشد. برای سطح خطر ۱ میانگین ظرفیت فروریزش ۰/۱۵۴۵۷، انحراف استاندارد فروریزش ۰/۴۲۲۰۴۳ و میانگین بسامد سالیانه فروریزش ۴⁻ ۱۰/۵۰۱۱ می‌باشد. برای سطح خطر ۲ میانگین ظرفیت فروریزش ۰/۵۰۳۸، انحراف استاندارد فروریزش ۰/۴۲۲۰۴۳ و میانگین بسامد سالیانه فروریزش ۴⁻ ۱۰/۱۹۷ می‌باشد. با توجه به نتایج به دست آمده نسبت میانگین ظرفیت فروریزش برای سطح خطر ۱ برابر ۰/۸۴۵ و برای سطح خطر ۲ برابر ۱/۱۹۷ می‌باشد. نسبت میانگین بسامد سالیانه فروریزش برای سطح خطر ۱ برابر ۱/۴۳۱ و برای سطح خطر ۲ برابر ۰/۶۸۵ می‌باشد. در شکل ۱۶ منحنی‌های شکنندگی برای ۳ حالت بدون لحاظ اثر اپسیلون، متناظر با سطح خطر ۱ و متناظر با سطح خطر ۲ ترسیم شده است.

جدول ۸: پاسخ‌های فروریزش سازه برای ۳ حالت بدون لحاظ اثر اپسیلون و متناظر با سطح خطر ۱ و ۲

روش	میانگین ظرفیت فروریزش (μ_{LNSa})	انحراف استاندارد فروریزش (σ_{LNSa})	میانگین بسامد سالیانه فروریزش (MAF)
بدون لحاظ اثر ϵ	0.32422	0.422043	1.748×10^{-4}
متناظر با سطح خطر ۴۷۵ سال	0.15457	0.422043	2.501×10^{-4}
متناظر با سطح خطر ۲۴۷۵ سال	0.5038	0.422043	1.197×10^{-4}



شکل ۱۶: منحنی های شکنندگی فروریزش سازه برای ۳ حالت بدون لحاظ اثر اپسیلون و متناظر با سطح خطر ۱ و ۲

۱۰- نتیجه گیری

در این تحقیق سعی شده است اثرات انتخاب شتابنگاشت و لحاظ کردن شکل طیف زمین لرزه‌ها بر ظرفیت فروریزش سازه مورد بررسی قرار گیرد. به همین منظور یک سازه ۴ طبقه بتنی به همراه ۴۴ شتابنگاشت دور از گسل FEMA P695 برای بدست آوردن میانگین ظرفیت فروریزش سازه، انحراف استاندارد فروریزش سازه و میانگین بسامد سالیانه فروریزش سازه مدل شد. سپس یک سایت ایده آل در نظر گرفته شد و برای سایت مورد نظر اپسیلون هدف و طیف میانگین شرطی در سطح خطر ۱ و ۲ بدست آورده شد. برای دسته بندی شتابنگاشت‌های متناظر با سطح خطر ۱ و ۲ از میزان تطابق طیف پاسخ هر شتابنگاشت با طیف میانگین شرطی استفاده شد و بدین صورت شتابنگاشت‌ها به سطح خطر ۱ و ۲ دسته بندی شدند و میانگین ظرفیت فروریزش سازه، انحراف استاندارد فروریزش سازه و میانگین بسامد سالیانه فروریزش برای سطوح خطر محاسبه شد. برای لحاظ کردن اثر شکل طیف بر ظرفیت فروریزش سازه از دو روش استفاده شد. روش اول انتخاب مجموعه کلی زمین لرزه و اصلاح نتایج پاسخ فروریزش سازه با استفاده از اپسیلون در سطح خطر ۱ و ۲ و روش دوم روش ساده سازی شده جهت محاسبه اپسیلون، پیشنهاد شده توسط هسلتون و همکاران، سپس با استفاده از دو روش نامبرده میانگین ظرفیت فروریزش اصلاح شده سازه، انحراف استاندارد اصلاح شده، میانگین بسامد سالیانه فروریزش اصلاح شده برای سطح خطر ۱ و ۲ محاسبه شدند. نتایج نشان می‌دهند:

- در زلزله‌های متناظر با سطح خطر ۱ نسبت میانگین ظرفیت فروریزش سازه در روش (۱) انتخاب شتابنگاشت با استفاده از طیف میانگین شرطی برابر $0/884$ (در روش ۲) انتخاب مجموعه کلی زمین لرزه‌ها و اصلاح نتایج با استفاده از اپسیلون برابر $0/856$ و در روش (۳) ساده سازی شده توسط هسلتون $0/845$ به دست آمد. به همین ترتیب نسبت میانگین بسامد سالیانه فروریزش برای سه روش فوق به ترتیب برابر $1/1$ ، $1/392$ و $1/431$ به دست آمد.

- در زلزله‌های متناظر با سطح خطر ۲ نسبت میانگین ظرفیت فروریزش سازه در روش انتخاب شتابنگاشت با استفاده از طیف میانگین شرطی برابر $1/216$ در روش انتخاب مجموعه کلی زمین لرزه‌ها و اصلاح نتایج با استفاده از اپسیلون برابر $1/174$ و در روش ساده سازی شده توسط هسلتون $1/197$ به دست آمد. به همین ترتیب نسبت میانگین بسامد سالیانه فروریزش برای سه روش فوق به ترتیب برابر $0/651$ ، $0/711$ و $0/685$ به دست آمد.

- با توجه به نتایج ظرفیت فروریزش سازه حاصل از سه روش مورد بررسی مشخص گردید که هر سه روش دارای برآوردی تقریباً مشابه می‌باشند.

- روش‌های انتخاب شتابنگاشت با استفاده از طیف میانگین شرطی و انتخاب مجموعه کلی زمین‌لرزه و اصلاح نتایج با استفاده از اپسیلون نیازمند انجام حجم قابل توجهی از محاسبات می‌باشند اما روش ساده سازی شده هسلتون و همکاران با حجم محاسبات کمتر و دارای نتایج نزدیک به دو روش نامبرده است.

- انحراف استاندارد محاسبه شده در روش انتخاب مجموعه کلی زمین‌لرزه‌ها و اصلاح نتایج با استفاده از اپسیلون نسبت به انحراف معیاری که به صورت مستقیم از زمین‌لرزه‌ها به دست آمده است، کاهش یافته است، این کاهش در مقدار انحراف معیار تنها یک اثر متوسط بر روی ارزیابی فروریزش سازه خواهد داشت و تنها اثر آن در نواحی انتهایی توزیع ظرفیت فروریزش سازه مشاهده می‌شود. اما در روش انتخاب شتابنگاشت با استفاده از طیف میانگین شرطی، از آنجا که مقدار انحراف استاندارد فروریزش به طور مستقیم از زمین‌لرزه‌ها به دست می‌آید مقدار به دست آمده برای آن، دقیق است.

مراجع

- [1] J. W. Baker and C. Allin Cornell. (2006). Spectral shape, epsilon and record selection, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(9), Pages 1077-1095.
- [2] F. Behnamfar, M. Nooraei, and M. Talebi. (2017). A 3-stage Method for Selection of Ground Motion for Dynamic Time History Analysis, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 49(1), Pages 127-138.
- [3] C. B. Haselton, J. W. Baker, A. B. Liel, and G. G. Deierlein. (2011). Accounting for ground-motion spectral shape characteristics in structural collapse assessment through an adjustment for epsilon, *Journal of Structural Engineering*, 137(3), Pages 332-344.
- [4] N. Abrahamson and W. J. Silva. (1997). Empirical response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes, *Seismological research letters*, 68(1), Pages 94-127.
- [5] R. K. McGuire. (1995). Probabilistic seismic hazard analysis and design earthquakes: closing the loop, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 85(5), Pages 1275-1284.
- [6] M. Ghafory-Ashtiany, M. Mousavi, and A. Azarbakht. (2014). Epsilon as an indicator of ground motion spectral shape, *Sharif Civil Engineering Journal*, 29(4), Pages 109-116.
- [7] M. Mousavi and M. A. Senejani. (2015) Development of a Simple Method for Record Selection to Assess the Seismic Risk Index, *Research Bulletin of Seismology and Earthquake Engineering*, 17(3), Pages 139-146.
- [8] M. Mousavi, M. Ghafory-Ashtiany, and A. Azarbakht. (2011). A new indicator of elastic spectral shape for the reliable selection of ground motion records, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 40(12), Pages 1403-1416.
- [9] J. W. Baker and C. Allin Cornell. (2005). A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(10), Pages 1193-1217.
- [10] M. Gerami and S. Heydari. (2015). Study of the Ground-Motion Spectral Shape Effect on Structural Collapse Capacity, *Research Bulletin of Seismology and Earthquake Engineering*, 17(3), Pages 99-116.
- [11] R. Vahdani, M. Gerami, and M. Razi. (2018). Assessment of Spectrum Modification Factor for Design of Steel Moment Frames in Near Fault Regions, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 5,(1), pages 71-87.
- [12] H. R. Jamshidiha, M. Yakhchalian, and B. Mohebi. (2017). Selection of appropriate intensity measure for collapse capacity prediction of low to mid-rise steel special moment resisting frames, *Journal of Structural and Construction Engineering*, 4(Special Issue 1), Pages. 98-109.
- [13] D. M. Boore, W. B. Joyner, and T. E. Fumal. (1997). Equations for estimating horizontal response spectra and peak acceleration from western North American earthquakes: A summary of recent work, *Seismological research letters*, 68(1), Pages. 128-153.
- [14] C. B. Haselton and G. G. Deierlein. (2008). *Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment-frame buildings*, Report No. PEER 2007/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- [15] J. W. Baker. (2010). Conditional mean spectrum: Tool for ground-motion selection, *Journal of Structural Engineering*, 137(3), Pages 322-331.
- [16] FEMA 350 (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, Federal Emergency Management Agency, SAC joint Venture, Washington DC.
- [17] J. W. Baker and C. A. Cornell. (2006). *Vector-valued ground motion intensity measures for probabilistic seismic demand analysis*, Report No. 150, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- [18] P. Tothong and C. A. Cornell. (2007). *Probabilistic seismic demand analysis using advanced ground motion intensity measures, attenuation relationships, and near-fault effects*. Pacific Earthquake Engineering Research Center,
- [19] J. Baker and C. Cornell. (2006). *Vector-valued ground motion intensity measures for probabilistic seismic demand analysis*, PEER Report 2006/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center-College of Engineering, Report No. 150, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- [20] L. F. Ibarra and H. Krawinkler. (2005). *Global collapse of frame structures under seismic excitations*, Pacific Earthquake Engineering Research Center Berkeley, CA.

- [۲۱] C. B. Haselton, A. B. Liel, S. T. Lange, and G. G. Deierlein. (2008). *Beam-column element model calibrated for predicting flexural response leading to global collapse of RC frame buildings*, Report No. PEER 2007/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- [۲۲] T. B. Panagiotakos and M. N. Fardis. (2001). Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate, *Structural Journal*, 98(2), Pages 135-148.
- [۲۳] FEMA P695 (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [۲۴] J. Douglas. (2018). *Ground motion prediction equations 1964–2018*, Department of Civil and Environmental Engineering University of Strathclyde.
- [۲۵] Baker Research Group. Earthquake ground motion characterization using the Conditional Spectrum, https://web.stanford.edu/~bakerjw/research/conditional_spectrum.html.