

انتخاب معیار شدت لرزه‌ی مناسب برای ارزیابی رفتار غیرخطی سیستم دوگانه‌ی قاب - دیوار برشی فولادی

رضا بمانیان (دانشجوی دکتری)

پژوهشگاه مدیریت بحران شاخص‌بزه، اصفهان

حمزه شکیب* (استاد)

فرهاد دانشجو (استاد)

دانشکده‌ی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران شریف، (تابش ۱۳۹۷)
دوره‌ی ۲ - ۳۴، شماره‌ی ۳/۱، ص. ۶۱-۷۳

سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی - دیوار برشی فولادی، یکی از سیستم‌های بهینه جهت ایجاد مقاومت لازم در ساختمان‌های فولادی در برابر زلزله است. در روش تحلیل دینامیکی فزاینده برای حصول محدوده‌ی کامل پاسخ سازه در اثر حرکت لرزه‌ی زمین، شدت رکورد اعمالی به سازه به صورت گام به گام افزایش داده می‌شود. برای این منظور لازم است پارامتری به عنوان شدت لرزه‌ی انتخاب شود که بتواند از طریق یک ضریب مقیاس به شتاب‌نگاشت اصلی ارتباط داده شود. در نوشتار حاضر، ۲۵ معیار شدت لرزه‌ی براساس دو ویژگی کارایی و کفایت برای سه مدل که هر یک معرف ساختمانی با ویژگی‌های دینامیکی متفاوت هستند، بررسی و مقایسه شده است. نتایج نشان می‌دهند که معیار شدت لرزه‌ی مناسب وابسته به ویژگی‌های دینامیکی سازه است. برای مدل انتخابی با زمان تناوب کوتاه، معیار بیشینه‌ی سرعت زمین، معیاری مناسب و برای مدل‌های با زمان‌های تناوب متوسط و بلند، معیار نسبت بیشینه‌ی سرعت زمین به بیشینه‌ی شتاب زمین به عنوان معیار مناسب از لحاظ کارایی و کفایت انتخاب شدند.

واژگان کلیدی: معیار شدت لرزه‌ی، کفایت، کارایی، سیستم دوگانه، دیوار برشی فولادی.

bemanian.r@gmail.com
shakib@modares.ac.ir
danesh_fa@modares.ac.ir

۱. مقدمه

در میان سیستم‌هایی که عمر کمتری نسبت به سایر سیستم‌های باربر جانبی دارد، می‌توان به سیستم دیوار برشی فولادی اشاره کرد که برای جذب نیروهای جانبی زلزله و باد در ساختمان‌ها و به ویژه ساختمان‌های جدید در چند دهه‌ی اخیر مطرح و به آن توجه شده و در جهان به سرعت در حال گسترش بوده و در ساخت ساختمان‌های جدید و همچنین تقویت ساختمان‌های موجود بخصوص در کشورهای زلزله‌خیزی همچون آمریکا و ژاپن استفاده شده است. سیستم دیوار برشی فولادی علاوه بر ویژگی‌هایی مانند سبک‌تر بودن و شکل‌پذیری بیشتر، در مقایسه با سایر سیستم‌ها، خصوصیتی از قبیل پسماند مناسب در ناحیه‌ی خمیری و ظرفیت جذب انرژی بالا دارد. استفاده از سیستم دیوار برشی فولادی در مقایسه با قاب‌های فولادی ممان‌گیر، می‌تواند تا حدود ۵۰٪ صرفه‌جویی در مصرف فولاد را به همراه داشته باشد؛^[۱] که این امر علاوه بر کم کردن هزینه، باعث کاهش وزن سازه و متناسب با آن، پایین

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۵/۵/۴، اصلاحیه ۱۳۹۵/۸/۲۵، پذیرش ۱۳۹۵/۹/۷.

DOI:10.24200/J30.2018.1405

بررسی رفتار لرزه‌ی سیستم دوگانه‌ی قاب - دیوار برشی فولادی هنوز کاملاً انجام نشده است. در پژوهش حاضر، رفتار سیستم دیوار برشی فولادی با استفاده از تحلیل دینامیکی فزاینده بررسی شده است که در آن برای حصول محدوده‌ی کامل پاسخ سازه در اثر حرکت لرزه‌ی زمین، شدت رکورد اعمالی به سازه به صورت گام به گام افزایش داده می‌شود. برای این منظور لازم است پارامتری به عنوان شدت لرزه‌ی انتخاب شود که بتواند به وسیله‌ی یک ضریب مقیاس به شتاب‌نگاشت اصلی ارتباط داده شود. انتخاب معیار شدت لرزه‌ی با استفاده از کمیت‌هایی مانند مدت و بزرگای، با وجود مؤثر بودن در میزان شدت لرزه‌ی میسر نیست، زیرا کمیت‌های مذکور به صورت ضریب مقیاس یک رکورد لرزه‌ی قابل بیان نیستند. برای این منظور رایج‌ترین معیارهای قابل مقیاس شدت لرزه‌ی عبارت از بیشینه‌ی شتاب زمین (PGA)^[۱]، بیشینه‌ی سرعت

زمین (PGV)^۲ شتاب طیفی متناظر با مد اول سازه برای میرایی ۵٪ ($S_a(T_1, 5\%)$) هستند. البته لازم به ذکر است که معیار شدت لرزه‌ای از دیدگاه مهندسی زلزله‌ی عملکردی، معرف ظرفیت لرزه‌ی سازه نیز است. در انتخاب معیار شدت لرزه‌ی، دو ویژگی میزان کارایی و میزان کافی بودن اهمیت بسیاری دارد.

مطالعات مهم انجام شده در چند دهه‌ی اخیر بر اهمیت انتخاب معیار شدت لرزه‌ی و تأثیر آن در جواب سازه تحت زلزله‌های ایجاد شده تأکید دارند. مطالعات قابل توجهی در مورد مشخص کردن معیارهای شدتی که ویژگی کفایت و کارایی دارند، برای پیش‌بینی پاسخ لرزه‌ی سازه‌ها انجام شده‌اند که در اینجا به پاره‌ی از آن‌ها اشاره شده است. برخی پژوهشگران در سال ۱۹۸۵^[۱] بر رکوردهای حوزی نزدیک زلزله‌های چی چی و نورث ریج متمرکز شدند و تحلیل‌های غیرخطی بر روی سازه‌های یک درجه آزادی با زمان‌های تناوب کوتاه، متوسط و بلند انجام دادند و نتایج نشان داد که معیارهای شدت مبتنی بر شتاب، سرعت و جابه‌جایی به ترتیب برای سازه‌های با دوره‌ی تناوب کوتاه، متوسط و بلند مناسب هستند. در سال ۱۹۹۹^[۲] نیز با مطالعه‌ی پاسخ غیرخطی یک قاب خمشی فولادی ۴ دهانه‌ی ۵ طبقه، نتیجه‌گیری شد که برای سازه‌های با ارتفاع متوسط که مد اول سازه حاکم است، در صورت عدم وجود آثار ناشی از زلزله‌ی نزدیک گسل در رکوردهای لرزه‌ی، استفاده از شتاب طیفی متناظر با مد اول و میرایی ۵٪ این قابلیت را دارد که با استفاده از تعداد کمی رکورد (۱۰ تا ۲۰ عدد)، اطلاعات کافی و مناسب از سازه بدون وابستگی به نتایج شدت رکورد و فاصله تا گسل حاصل شود. همچنین معیار شتاب طیفی متناظر با مد اول و میرایی ۵٪، معیار کاراتر و با کفایت‌تری از بیشینه‌ی شتاب زمین است. همچنین در سال ۲۰۰۰^[۳] همبستگی بین ۱۹ معیار شدت لرزه‌ی با خرابی ۴ ساختمان بتن مسلح بررسی و نشان داده شد که وقتی پاسخ سازه بر حسب نسبت بیشینه‌ی دریافت بین طبقه‌ی بیان شود، معیار شدت شتاب طیفی متناظر با مد اول به‌عنوان معیار مناسب انتخاب می‌شود.

در مطالعاتی در سال‌های ۲۰۰۳ و ۲۰۰۵^[۴] نیز نتیجه گرفته شد که مقادیر طیفی در زمان تناوب اصلی پل‌های بزرگراه‌ها، مثل: شتاب، سرعت و تغییرمکان طیفی، نتایج بهتری در مقایسه با مقادیر بیشینه‌ی زمین‌لرزه، مانند: شتاب، سرعت و تغییرمکان به‌دست می‌آید. در مطالعات مذکور نشان داده شد که جابه‌جایی (کشسان) طیفی، کاراترین و با کفایت‌ترین معیار شدت برای سازه‌های مذکور است. نتایج پژوهشی در سال ۲۰۰۴ نیز نشان داد که شتاب طیفی متناظر با مد اول برای سازه‌ی تک درجه آزادی بسیار کاراتر از بیشینه‌ی شتاب زمین است.^[۷] همچنین در مطالعه‌ی در سال ۲۰۰۵^[۸] معیار $S_a(T_1, \varepsilon)$ به‌عنوان معیار شدت برداری معرفی شد و سازه‌ی تحلیل شده، یک ساختمان بتنی ۷ طبقه با قاب‌های خمشی ساخته شده در دهه‌ی ۶۰ میلادی بود.

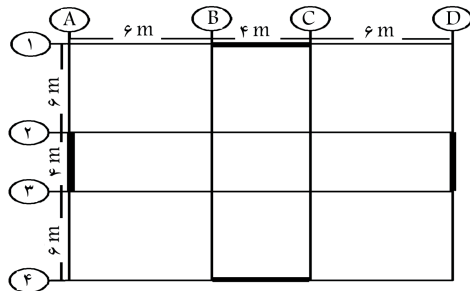
نتایج مطالعه‌ی مذکور نشان داد که در صورت استفاده از معیار مطرح شده، شدت برداری تعداد فروریزش‌های سازه‌ی در مقایسه با استفاده از معیار شدت اسکالر کاهش می‌یابد که این مطلب بیان‌گر بالاتر بودن کفایت معیار شدت ذکر شده است. در مطالعات دیگری در سال ۲۰۰۵^[۹] نیز یک قاب فولادی ۵ طبقه با مهاربندی نوع ۸ و قاب خمشی فولادی ۹ طبقه با اتصالات شکننده و یک قاب خمشی فولادی ۲۰ طبقه‌ی دیگر با اتصالات انعطاف‌پذیر با زمان‌های تناوب ۴/۸، ۲/۱ و ۴ ثانیه در نظر گرفته شدند و نتایج نشان داد که برای ساختمان‌هایی که اثر مدهای بالاتر در آن‌ها قابل صرف‌نظر کردن است، شتاب طیفی در یک دوره‌ی تناوب بهینه که بزرگ‌تر از دوره‌ی تناوب کشسان مد اول است، کاراترین معیار شدت است. همچنین در سال ۲۰۰۷^[۱۰] چند معیار شدت جدید معرفی و کارایی و کفایت آن‌ها بررسی شد و سازه‌های مورد مطالعه، ۳ قاب خمشی فولادی ۳، ۹ و ۲۰ طبقه بودند که بر

مبنای UBC۹۴ طراحی و ۳۱ رکورد نزدیک گسل و ۵۹ رکورد معمولی بر مدل‌ها اعمال شده بودند.

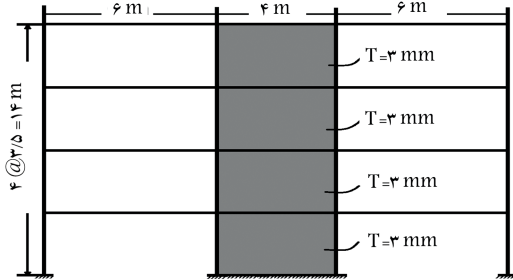
در مطالعه‌ی مذکور نشان داده شد که برای تمام سازه‌های مورد بررسی، شتاب طیفی متناظر با مد اول به طور کلی ناکار و بی‌کفایت (بر حسب بزرگی زلزله) است. در مطالعه‌ی دیگری نیز در سال ۲۰۰۹^[۱۱] کارایی و کفایت معیارهای شدت لرزه‌ی برای اندازه‌های مختلف شدت زمین‌لرزه برای عکس‌العمل لرزه‌ی در فونداسیون‌های شمعی جاسازی شده در پی با قابلیت روان‌گرایی و بدون قابلیت روان‌گرایی خاک بررسی شدند. برای این منظور ۴۰۰ عدد تحلیل لرزه‌ی توسط ۴۰ رکورد لرزه‌ی با بزرگای ۶/۵ الی ۶/۹ بر ۶ مدل شمع با قابلیت روان‌گرایی و ۶ مدل شمع بدون قابلیت روان‌گرایی با ۱۹ معیار شدت و یک معیار پاسخ با بیشینه‌ی جابه‌جایی بالای شمع در نظر گرفته شدند و نتایج نشان داد که شدت طیفی سرعت، کاراترین و با کفایت‌ترین معیار شدت (هم نسبت به بزرگی و هم نسبت به فاصله) است. همچنین مشاهده شد که برای همه‌ی مدل‌ها، معیار شدت طیفی سرعت، یک معیار قابل پیش‌بینی است. در نوشتاری در سال ۲۰۰۹^[۱۲] نیز معیار شتاب میانگین به‌صورت میانگین هندسی نقاطی از طیف پاسخ شتاب رکورد لرزه‌ی برای میرایی ۵٪ بررسی و بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی بین طبقات به‌عنوان معیار خسارت یا پاسخ برای پیشنهاد پاسخ غیرخطی به‌دست آورده شد. در نوشتار مذکور، ۳ قاب خمشی فولادی ۱۲، ۶ و ۱۸ طبقه به‌عنوان ساختمان کوتاه، متوسط و بلند که معرف یک سیستم چند درجه آزادی بود، تحت ۴۰ عدد شتاب‌نگاشت طبیعی به بزرگی ۶/۵ الی ۶/۹ قرار گرفتند و نتیجه‌گیری شد که میانگین مذکور، عددی طیفی بهتری از شبه شتاب طیفی در دوره‌ی تناوب اصلی سازه و بیشینه‌ی شتاب زمین به خصوص در ناحیه‌ی غیرخطی سازه است.

همچنین در پژوهشی در سال ۲۰۱۴^[۱۳] یک پل مورب تحت زلزله‌های دو محوره مطالعه شد و مدل مذکور با استفاده از مقررات لرزه‌ی جدید طراحی و نشان داده شد که هر نوع معیار شدت به‌دست آمده از بیشینه‌ی شتاب زمین، بهترین معیار شدت برخلاف پژوهش‌های انجام شده برای سازه‌ی مذکور نیست و با مطالعه‌ی پراکنندگی منحنی‌های شکنندگی برداشت شد که SRSS^۳ معیار شتاب یک زمین، بهتر از معیارهای به‌دست آمده از بیشینه‌ی شتاب زمین در شتاب‌نگاشت‌های دو طرفه است. در مطالعه‌ی دیگری نیز در سال ۲۰۱۵^[۱۴] معیارهای شدت لرزه‌ی برای پیش‌بینی پاسخ لرزه‌ی در ساختمان‌های با ارتفاع متوسط (۱۲ طبقه) با میراگرهای هیستریزیسی بررسی شدند و مدل استفاده شده از نوع قاب بتن مسلح ۶ طبقه‌ی ۳ دهانه بود و میراگرهای موجود در مدل مذکور در دهانه‌ی وسط قاب قرار داشتند، که براساس دو سناریوی مختلف، که تفاوت آن‌ها در فاصله‌ی مدل از گسل بود، مرتبط شده بودند. ۲۸ معیار شدت لرزه‌ی متفاوت و ۸ معیار پاسخ بررسی شدند. در پژوهش مذکور، معیار شدت شتاب طیفی به‌عنوان معیار کارا و با کفایت برای سازه‌ها تحت شتاب‌نگاشت معمولی به‌دست آمد و برای معیار پاسخ بیشینه‌ی شتاب طبقه، معیار شدت بیشینه‌ی شتاب زمین، معیاری کارا و با کفایت شناخته شد.

همچنین در نوشتاری در سال ۲۰۱۵^[۱۵] ارتباط میان تعداد زیادی از معیارهای شدت لرزه‌ی به طور گسترده با ۳ معیار پاسخ در ساختمان‌های متوسط سه‌بندی بتن‌آرمه مورد پژوهش قرار گرفت و این نتیجه به‌دست آمد که معیارهای سرعت پیک، شدت آریاس، شدت مشخصه، و شدت طیفی سرعت به ترتیب بیشترین وابستگی را با اغلب معیارهای شدت لرزه‌ی دارند. در ادامه نیز نشان داده شد که وقتی شاخص خسارت، بیشینه و میانگین نسبت دریافت باشد، بیشترین ضریب همبستگی شتاب طیفی متناظر مد اول پس از شدت طیفی، سرعت و بیشینه‌ی سرعت زمین است. همچنین کمترین ضریب همبستگی را نسبت سرعت به شتاب پیک و d_{rms} دارد.



الف) پلان سیستم دو گانه قاب - دیوار برشی فولادی؛



ب) نمای سیستم دو گانه قاب - دیوار برشی فولادی.

شکل ۱. نمایش پلان و نمای سیستم دوگانه.

جدول ۱. مشخصات مصالح نمونه‌ها.

نوع فولاد	تنش تسلیم (N/m^2)	مدول کشسانی (N/m^2)	ضریب پواسون
St37	$2,35 \times 10^8$	$2,1 \times 10^{11}$	۰٫۳

انتخاب شده است که در جدول ۲ ارائه شده است. یکی از مسائلی که برای عمومیت دادن و تشخیص پارامتر مناسب باید مد نظر باشد، انتخاب دست‌کم دو سازه در مطالعات است، بدین دلیل در پژوهش حاضر به دلیل حجم بالای تحلیل‌ها و با توجه به پژوهش‌های انجام‌شده، مشخصات مدل ۴ طبقه‌ای استفاده‌شده با تغییرات در مدول کشسانی تغییر داده شده است.

همچنین دورگی در سال ۲۰۰۹^[۲۱] در پایان‌نامه‌ی خود بر روی رفتار لرزه‌یی ساختمان‌های بتنی در ساختمان‌های کوتاه و متوسط مطالعاتی انجام داد و در قسمتی از پژوهش خود، اثر مدول کشسانی مصالح بر روی دوره‌ی تناوب سازه را بررسی کرد و برای آن از تغییرات مدول کشسانی در محدوده‌ی ۱۰۰۰ تا ۱۵۰۰۰ مگاپاسکال استفاده کرد، که باعث تغییر در دوره‌ی تناوب سازه شده است. در پژوهش دیگری در سال ۲۰۱۲^[۲۲] نیز دوره‌ی تناوب سازه‌ی یک و چند درجه آزادی با تغییر سختی در قسمت کسسان بررسی شد. با توجه به مطالعات انجام‌شده، ۳ عدد مدل با توجه به مشخصات سازه‌ی اولیه موجود که فقط پارامتر مدول کشسانی آن تغییر داده شد تا دوره‌ی تناوب سازه‌ی ۴ طبقه، همانند سازه‌های کوتاه، متوسط و بلند به دست آید، در جدول ۳ ارائه شده‌اند.

۳. صحت‌سنجی و مدل‌سازی

برای اطمینان از استفاده از مدل اجزاء محدود، مدل ۴ طبقه‌ی آزمایشگاهی دیواربر و همکاران در مقیاس ۱/۳^[۲۳] که نشان‌دهنده‌ی یک سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی - دیوار برشی فولادی است، مدل و ارزیابی شده است. در مدل مذکور، مشخصات

در نوشتار دیگری نیز در سال ۲۰۱۶^[۱۶]، به بررسی مدل احتمالاتی خطر لرزه‌یی پرداخته شد و معیار مناسب شدت لرزه‌یی تحت معیار پاسخ برای سد وزنی بتنی به دست آمد. در نوشتار مذکور، پس از مشخص شدن ۷۰ معیار شدت لرزه‌یی اسکالر ریاضی، کارایی و کفایت همه‌ی آن‌ها محاسبه شد. در انتها، معیار بیشینه‌ی شتاب زمین با کفایت‌ترین معیار شدت لرزه‌یی نسبت به فاصله در تمام معیارهای پاسخ به دست آمد، اما برای معیار کفایت نسبت به بزرگا، معیار شتاب طیفی متناظر با مد اول معیار مناسب انتخاب شده بود. همچنین در نوشتار مذکور استنباط شد که پارامترهای طیفی، کاراترین معیار از میان معیارهای شدت لرزه‌یی هستند.

در نوشتاری در سال ۲۰۱۶^[۱۷]، نیز ۱۸ معیار شدت لرزه‌یی برای لوله‌ی مدفون مقایسه شدند و معیار شدت کارا و با کیفیت برای لوله‌های مدفون ترکیبی از معیار شدت لرزه‌یی بیشینه‌ی جابه‌جایی زمین و شدت سرعت طیفی و جذر میانگین مربعات جابه‌جایی زلزله به دست آمده بود. با توجه به مطالعات انجام‌شده در این زمینه، هر چه معیار شدت لرزه‌یی بتواند تفاوت بین رکورد به رکورد لرزه‌یی را در نظر بگیرد و نتایج حاصل از تمام رکوردها نزدیک‌تر به یکدیگر و با پراکندگی کمتر حاصل شود، معیار شدت لرزه‌یی کاراتری است. بنابراین هدف از کارایی، کاهش تغییرات در منحنی‌های تحلیل دینامیکی فزاینده در اثر تغییر رکورد است. در مورد میزان کفایت یک معیار شدت لرزه‌یی نیز هر چه وابستگی نتایج توزیع، نیاز و ظرفیت لرزه‌یی به انتخاب رکورد کمتر باشد؛ معیار شدت لرزه‌یی انتخاب‌شده، معیار کافی‌تری است و در واقع هدف از ویژگی مذکور، کاهش وابستگی نتایج به خصوصیات رکورد، مانند: بزرگا، فاصله تا گسل و ... است. با توجه به پژوهش‌های انجام‌شده در زمینه‌ی دیوار برشی فولادی، رفتار غیرخطی و دقیق سیستم مذکور با متغیرهای گوناگون مستلزم مطالعات بیشتری است. همچنین علاوه بر عدم وجود روابط طراحی جامع برای سیستم دیوار برشی فولادی، برای ارزیابی میدانی سیستم دیوار برشی فولادی، گزارش مبسوطی ارائه نشده است. در مطالعه‌ی اخیر سعی شده است با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرارتجاعی، سیستم دوگانه‌ی قاب - دیوار برشی فولادی ارزیابی و سپس معیار شدت لرزه‌یی سیستم مذکور بررسی شود. لذا در نوشتار حاضر، ابتدا سیستم قاب خمشی - دیوار برشی فولادی طراحی شده و با انجام تحلیل دینامیکی فزاینده، پاسخ کسسان تا ناپایداری کلی به دست آمده و سپس معیار تقاضای مناسب انتخاب شده است. در ادامه، معیارهای لرزه‌یی متفاوت بررسی شدند و با مطالعه‌ی دو ویژگی کارایی و کفایت معیارهای مذکور برای سه مدل سازه‌ی موردنظر، معیار مناسب از میان ۲۵ معیار لرزه‌یی انتخاب شد.

۲. معرفی مدل‌های مورد استفاده

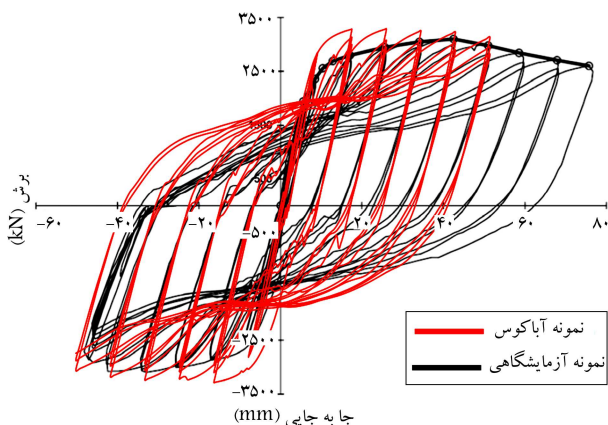
در نوشتار حاضر، ساختمانی ۴ طبقه با سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی - دیوار برشی فولادی با ارتفاع طبقات ۳٫۵ متر در نظر گرفته شده است. پلان سازه‌ی مذکور دهانه‌های ۶ و ۴ متری مطابق شکل ۱ الف دارد. ساختمان موردنظر در منطقه‌یی با خطر نسبی لرزه‌یی بسیار زیاد بر روی خاک نوع II استاندارد ۲۸۰۰ واقع شده است. ساختمان مذکور مطابق استاندارد ۲۸۰۰ بارگذاری^[۱۸] و سپس براساس آیین‌نامه‌ی AISC ۳۶۰-۰۵^[۱۹] و AISC Design Guide ۲۰^[۲۰] طراحی شده است. قاب انتخابی از ساختمان مذکور، دو دهانه‌ی ۶ متری و یک دهانه‌ی ۴ متری دارد و موقعیت مرکزیت دیوار برشی فولادی در نمای ساختمان در شکل ۱ ب مشاهده می‌شود. مشخصات مصالح در جدول ۱ ارائه شده است. مقاطع به دست آمده پس از طراحی، به دلیل سادگی در مدل کردن قاب موردنظر، در تمام طبقات یکسان

جدول ۲. مشخصات مقاطع نمونه‌ها.

نوع	تیر	ستون	ضخامت ورق
طراحی	IPB۳۳۰، ۳۰۰، ۲۶۰	IPB۲۸۰، ۲۶۰، ۲۴۰، ۲۲۰، ۱۸۰	۳mm
انتخابی	IPE۳۳۰	IPB۲۶۰، ۲۲۰	۳mm

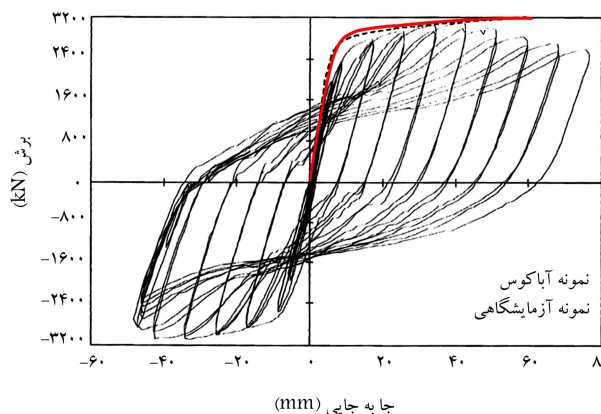
جدول ۳. نمایش زمان تناوب برای سه مدل M۱، M۲، و M۳.

مدل	زمان تناوب به دست آمده	نسبت مدول کشسانی جدید به قدیم	مدول کشسانی جدید
M۱	۰٫۳۹	۱	$۱٫۲ e+11$
M۲	۰٫۸	۰٫۲۴	$۵ e+10$
M۳	۱٫۲	۰٫۱۱	$۲٫۲۵ e+10$



شکل ۳. مقایسه‌ی منحنی هیستریزس نمونه‌ی آزمایشگاهی درایور و همکاران، [۲۲] و نمونه‌ی تحلیلی.

ایجاد اختلاف در نتایج مطالعه‌ی آزمایشگاهی و مدل اجزاء محدود در ناحیه‌ی غیرخطی به شمار آید. نتایج به دست آمده ناشی از هماهنگی مناسب پاسخ نمونه‌ی مدل‌سازی شده و نمونه‌ی آزمایشگاهی است.



شکل ۴. مقایسه‌ی منحنی پسماند نمونه‌ی آزمایشگاهی درایور و همکاران، [۲۲] و منحنی پوش اور نمونه‌ی تحلیلی.

۴. تحلیل دینامیکی فزاینده و معیار شدت لرزه‌ی

تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) ^۴ برای تخمین عملکرد سیستم سازه‌ی تحت بارهای لرزه‌ی استفاده می‌شود. از طریق روش تحلیل دینامیکی فزاینده، امکان تخمین محدوده‌ی کامل پاسخ سازه (از مرحله‌ی کشسان تا حد تسلیم و سپس مرحله‌ی غیرکشسان غیرخطی و در نهایت ناپایداری کلی سازه) و همچنین ایجاد ارتباط بین حدود نیاز لرزه‌ی با میزان شدت لرزه‌ی اعمال شده به سازه وجود دارد. مراحل روش تحلیل دینامیکی فزاینده به این صورت است که بعد از انتخاب یک گروه شتاب‌نگاشت مناسب و مدل‌سازی سازه با تعریف رفتار غیرخطی اعضا، هر یک از شتاب‌نگاشت‌ها با توجه به انتخاب معیار شدت لرزه‌ی به چند سطح شدت لرزه‌ی مقیاس و سپس به صورت گام به گام به سازه اعمال می‌شود. در هر گام تحلیل دینامیکی، تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی جداگانه‌ی انجام و پاسخ سازه برای هر سطح شدت لرزه‌ی قرانت می‌شود. از طرفی در هسته‌ی مطالعات انجام شده دستورالعمل‌های موجود در زمینه‌ی رفتار لرزه‌ی سازه بر مبنای عملکرد مانند آیین‌نامه‌ی ۲۰۰۰-۳۵۳-۳۵۰، FEMA [۲۴، ۲۵] و پژوهشی در سال ۲۰۰۱ [۲۶] یک چارچوب پیشنهادی برای ارزیابی احتمالاتی سالیانه‌ی یک حالت حدی برای سازه‌ی مشخص در یک مکان مشخص ارائه شده است. این چارچوب به صورت معادله‌ی ریاضی بیان شده است، که مرکز تحقیقات مهندسی زلزله‌ی پاسیفیک (PEER) به عنوان مبنای ارزیابی عملکردی آن را پذیرفته است. در چارچوب مطرح شده، همان‌طور که در معادله‌ی ۱ نشان داده شده است، دو متغیر میانی: شاخص خسارت DM ^۵ مانند تغییرمکان نسبی و شاخص شدت IM ^۶

مصالح به کار رفته در قاب و ورق فولادی، به صورت یکسان و ایزوتروپیک با رفتار غیرکشسان سخت‌شونده بودند و رفتار مصالح در فشار و کشش نیز یکسان بود. ورق و اعضا مرزی با المان صفحه‌ی مدل شده‌اند، که یک المان ۴ گره‌ی دو انحنایی با انتگرال‌گیری کاهش یافته است. دلیل انتخاب المان مذکور به عنوان المان مرزی را می‌توان به دلیل اتفاق افتادن کماتش موضعی در المان‌ها دانست. هر گره از المان مذکور، ۶ درجه آزادی یعنی ۳ درجه انتقالی و ۳ درجه دوران دارد. به منظور نزدیک بودن نمونه به مدل واقعی، در گره‌های تراز سقف از انتقال خارج از صفحه‌ی تیر بالایی جلوگیری شده و به منظور در نظر گرفتن شرایط واقعی تکیه‌گاهی، اتصال اجزاء تیر تحتانی به ستون و تکیه‌گاه‌ها به صورت گیردار در نظر گرفته شده‌اند. در مدل آزمایشگاهی درایور و همکاران، دو مکانیزم مختلف یکی بارگذاری شبه استاتیکی چرخه‌ی برای به دست آوردن منحنی هیستریزس نمونه و دیگری با اعمال تغییرمکان یکنوا برای به دست آوردن منحنی پوش نمونه انجام پذیرفته و در شکل‌های ۲ و ۳، نتایج مدل اجزاء محدود با مدل آزمایشگاهی مقایسه شده است.

با دقت در نتایج می‌توان ملاحظه کرد که سختی اولیه‌ی مدل اجزاء محدود به میزان بسیار کم از سختی مدل آزمایشگاهی بیشتر است و از لحاظ بار نهایی مقدار کمی اختلاف وجود دارد که این اختلاف به علت عدم وجود عوامل محیطی است، که در مطالعات آزمایشگاهی وجود دارند. در مدل آزمایشگاهی، ناکامی مکانیکی مربوط به نحوه‌ی ایجاد بارگذاری باعث ایجاد پیچش در مرکز تیر بالایی شده است. همچنین وجود تنش‌های پسماند در نمونه‌ی آزمایشگاهی می‌تواند از مهم‌ترین عوامل

۱.۴. کارایی

استفاده‌ی گسترده از مقدار کمی هر یک از معیارهای شدت لرزه‌یی را می‌توان کارایی آن دانست. ویژگی مذکور، اشاره به همه نوع تنوع‌پذیری پارامتر تقاضای مهندسی برای هر معیار شدت لرزه‌یی دارد. تقاضای هر شدت لرزه‌یی از طریق رابطه‌ی ۳ به دست می‌آید. [۵]

$$EDP = a(IM)^b \quad (3)$$

معادله‌ی ۳ را می‌توان به صورت لگاریتمی تبدیل به معادله‌ی ۴ کرد که در این صورت می‌توان از رگرسیون خطی معادله‌ی لگاریتمی، ثابت‌های a و b را تخمین زد.

$$\log(EDP) = \log(a) + b \log(IM) \quad (4)$$

کارایی توسط پراکندگی مانده‌ها برای مدل‌ها با معادله‌ی ۳ به دست می‌آید. β انحراف استاندارد لگاریتمی داده‌ها از مدل تقاضاست که توسط معادله‌ی ۵ محاسبه می‌شود.

$$\beta = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log(EDP_i) - \log(\hat{EDP}))^2}{n - df}} \quad (5)$$

که در آن:

$$\hat{EDP} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n EDP_i$$

مزیت اصلی معیار شدت لرزه‌یی کارآمد این است که برای رسیدن به سطح اطمینان در پاسخ سازه، باید نیاز به تجزیه و تحلیل کمتر داشته باشد، [۶] که این عمل، عدم اطمینان در مدل را بالا می‌برد. در برآورد اولیه‌ی تأثیرگذاری معیار شدت لرزه‌یی، لازم به بررسی است که آیا تعداد رکوردهای مورد استفاده برای تعیین کارایی به منظور برآورد پراکندگی واقعی با درجه‌ی بالایی از اعتماد کافی است. برای ناکارآمدی معیارهای شدت لرزه‌یی، فرض بر این است که تنوع بی‌مورد بر عدم قطعیت کلی تسلط خواهد داشت، اما ممکن است این مورد برای کاراترین معیارهای شدت لرزه‌یی باشد. اثر عدم قطعیت، که ممکن است غلبه پیدا کند، با معرفی نماد عدم قطعیت (σ_e) و تعریف بهره‌وری کلی (β_T) به عنوان ریشه‌ی دوم از مجموع مربعات دو نماد مذکور به صورت رابطه‌ی ۶ است.

$$\beta_T = \sqrt{\beta^2 + \sigma_e^2} \quad (6)$$

عدم قطعیت می‌تواند توسط قضاوت تخصصی و یا از طریق شبیه‌سازی به دست آید. به طور کلی هر چه معیار شدت لرزه‌یی بتواند تفاوت بین رکورد به رکورد لرزه‌یی را در نظر بگیرد و نتایج حاصل از تمام رکوردها نزدیک‌تر به یکدیگر باشند و پراکندگی کمتری داشته باشند، می‌توان معیار کاراتری را نام برد که هدف از آن کاهش تغییرات در منحنی‌های تحلیل دینامیکی فراینده در اثر تغییرات رکورد است.

۲.۴. کفایت

کفایت یک شاخص، شدت معیار مطلوبی است، از این جهت که ما را از دقت تخمین $G[DM|IM]$ در معادله‌ی ۱ و در نتیجه، $\lambda[LS]$ مطمئن می‌سازد. کفایت، یک ویژگی از معیار شدت لرزه‌یی است که میزان آماري مستقل بودن معیار شدت لرزه‌یی

مانند شدت حرکت زمین وجود دارد که از طریق انتگرال‌گیری به هم ارتباط داده می‌شوند. [۱۰، ۲۷]

$$\lambda[LS] = \iint_{DM, IM} G[LS|DM] dG[DM|IM] d\lambda[IM] \quad (1)$$

که در آن، $\lambda[LS]$ فراوانی میانگین سالیانه‌ی حالت حدی ایمنی جانی را نشان می‌دهد. $G[LS|DM]$ به احتمال فراگذشت حالت حدی ایمنی جانی از مقدار معین DM اشاره می‌کند و $G[DM|IM]$ نیز به احتمال فراگذشت مقدار DM از مقدار معینی به شرط اینکه معیار شدت لرزه‌یی برابر مقداری خاص باشد، اشاره دارد.

در پژوهشی در سال ۲۰۰۳، [۲۷] مفهوم معادله‌ی ۱ گسترش داده شده است و همچنین در پژوهش حاضر، پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) و متغیر تصمیم‌گیری (DV) نیز دخالت داده شده‌اند تا پاسخ‌ها به صورت صحیح‌تر به دست آیند و درک مهندسی بهتری در مفهوم داخل شود که در معادله‌ی ۲ نشان داده شده است.

$$\lambda[DV] = \iiint_{DM, EDP, IM} G[DV|DM] dG[DM|EDP] dG[EDP|IM] d\lambda[IM] \quad (2)$$

که در آن، ترم $\lambda[DV]$ فراوانی میانگین سالیانه‌ی متغیر تصمیم‌گیری را نشان می‌دهد. $G[DV|DM]$ به احتمال فراگذشت متغیر تصمیم‌گیری از مقدار معین DM اشاره می‌کند و $G[DM|EDP]$ به احتمال فراگذشت مقدار DM از مقدار معینی اشاره دارد، البته به شرط اینکه EDP برابر مقداری خاص باشد. تعریف اندازه‌گیری آسیب در معادله‌ی کلی ۲، اشاره به سطح‌های آسیب دارد که نشان‌دهنده‌ی وابستگی به پارامتر تقاضای مهندسی است.

چهارچوب مفهومی توضیح داده‌شده در معادله‌های ۱ و ۲، نشان‌دهنده‌ی نیاز به تعریف معیارهای شدت لرزه‌یی است که پارامترهای مذکور بتوانند یک پارچه باشند و با خسارت در سازه، همبستگی قوی داشته باشند. احتمالات شرطی نشان می‌دهند که اطلاعات کمی در رابطه با معیار شدت لرزه‌یی با خسارت وجود دارد و تعریف بهینه‌یی از این معیار وجود ندارد که به‌عنوان مثال یک معیار شدت لرزه‌یی بهینه‌ی عمومی همه‌ی شرایط را برای همه نوع سازه تحت هر پاسخ لرزه‌یی برآورده کند. در پژوهشی در سال ۲۰۰۷، [۲۸] عملکرد یک معیار شدت لرزه‌یی در پیش‌بینی آسیب لرزه‌یی با شرایط مرتبط با ساختار موردانتظار و همچنین شرایط حرکت لرزه‌یی ممکن دانسته شد.

در انتخاب معیار شدت لرزه‌یی علاوه بر سهولت کاربرد آن در معادله‌ی ۱ و به دست آوردن $\lambda[LS]$ ، دو ویژگی مؤثر کارایی و کفایت وجود دارد که اهمیت بسیاری دارد، لذا در ادامه به آن پرداخته شده است: ۲۵ معیار مختلف معمول و شناخته‌شده‌ی شدت لرزه‌یی برای سازه‌های ساختمانی در جدول ۴ ارائه شده است. همه‌ی شاخص‌های سازه‌ها بر اساس حرکت پایه‌ی زمین محاسبه شده‌اند و تعاریف آن‌ها در نوشتاری در سال ۲۰۰۷ ارائه شده است. [۲۸] پژوهش‌های شاخص شدت لرزه‌یی، شامل: شتاب، سرعت، و تغییر مکان شدت حرکت زمین (شدت لرزه‌یی) که برای پیشینه و ماهیت تجمعی آن هستند، به خوبی شناخته شده‌اند و قابل درک است که پتانسیل مخرب حرکت زمین بستگی به عوامل بسامد، شدت، و بازه‌ی زمانی آن شتاب‌نگاشت دارد. برای همین هر یک از شاخص‌های شدت حرکت زمین ارائه‌شده در جدول ۴ به صورت کمی برای همه‌ی شتاب‌نگاشت‌ها محاسبه شده است.

جدول ۴. معیارهای شدت لرزه‌ی.

شماره	معیار شدت لرزه‌ی	اختصار	شماره	معیار شدت لرزه‌ی	اختصار
۱	Peak ground acceleration	PGA	۱۴	Housner Intensity(cm)	I_h
۲	Peak ground velocity,	PGV	۱۵	Sustained Maximum Acceleration(g)	SMA
۳	Peak ground displacement ,	PGD	۱۶	Sustained Maximum Velocity(cm/sec)	SMV
۴	$V_{max}/A_{max} : (sec)$	PGV/PGA	۱۷	Effective Design Acceleration (g)	EDA
۵	RMS acceleration,	RMS _a	۱۸	A95 parameter (g)	A95
۶	RMS velocity	RMS _v	۱۹	Predominant Period(sec)	Tp
۷	RMS displacement	RMS _d	۲۰	T Spectral acceleration	S _a (T, %Δ)
۸	Arias intensity,	I _a	۲۱	Spectral acceleration ۲T	S _a (۲T, %Δ)
۹	Characteristic Intensity	I _c	۲۲	Spectral velocity T	S _v (T, %Δ)
۱۰	Specific Energy Density (cm ^۲ /sec)	de	۲۳	Spectral velocity ۲T	S _v (۲T, %Δ)
۱۱	Cumulative Absolute Velocity(cm/sec)	CAV	۲۴	Spectral displacement T	S _d (T, %Δ)
۱۲	Acceleration spectrum intensity	ASI	۲۵	Spectral displacement ۲T	S _d (۲T, %Δ)
۱۳	Velocity spectrum intensity	VSI			

می‌آید. انتخاب معیار بستگی به کاربرد نتایج حاصل از تحلیل دارد. برای مثال، معیار شتاب بیشینه‌ی کف با خرابی اجزاء غیرسازه‌ی در ارتباط است و یا بیشینه‌ی نسبت تغییرمکان نسبی طبقات با ناپایداری دینامیکی کلی سازه و سایر سطوح عملکرد لرزه‌ی سازه در ارتباط باشد (θ_{max} : بیشینه‌ی نسبت تغییرمکان نسبی طبقه به ارتفاع طبقه در طول زمان و در کل طبقات که در طی تحلیل تاریخچه‌ی زمانی به دست آمده است). ضمن اینکه معیار تغییرمکان نسبی طبقات، پارامتر خوبی برای قضاوت درباره‌ی توانایی سازه برای تحمل ناپایداری $\Delta - P$ است و ارتباط نزدیکی نیز با نیاز چرخش خمیری اتصالات دارد، به همین جهت رایج‌ترین معیار پاسخ سازه‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی فراینده است.^[۲۰] بدین منظور در پژوهش حاضر از معیار پاسخ بیشینه‌ی نسبت تغییرمکان نسبی طبقات استفاده شده است.

۶. انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها

منحنی‌های تحلیل دینامیکی فراینده در پژوهش حاضر براساس اعمال ۲۰ عدد شتاب‌نگاشت وارد شده، که بیان‌گر یک سناریوی زلزله هستند، به قاب مورد مطالعه‌ی ۳ دهانه‌ی ۴ طبقه به دست آمده‌اند. ایستگاه‌های رکوردهای لرزه‌ی با توجه به عامل دور از گسل بودن آن‌ها، در فاصله‌ی ۲۰ تا ۱۳۰ از گسل قرار دارند و کانون آن‌ها با هر نوع مکانیزم گسلش انتخاب شده است و با بزرگای ۶ تا ۷٫۵ ثبت شده در روی خاک سخت نوع II (سرعت موج برشی ۳۶۰ تا ۷۵۰ متر بر ثانیه) هستند. مشخصات رکوردهای اعمال شده در جدول ۵ با توجه به مشخصات استخراج شده از سایت PEER نشان داده شده‌اند.^[۲۱] در بررسی آثار تغییر رکورد لرزه‌ی در پاسخ سازه، یکی از عوامل مهم در مورد نتایج به دست آمده، با توجه به تغییر خصوصیات شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ی، در ۳ ویژگی محتوای بسامدی، بیشینه‌ی شتاب زمین، و زمان تداوم لرزش است؛ لذا، جهت بررسی و اعمال کلیات درست و نتیجه‌گیری مناسب از میزان وابستگی موارد ذکر شده، ۳۳ شتاب‌نگاشت براساس سه اصل

را در مقابل ویژگی‌های شتاب‌نگاشت‌ها، مانند فاصله و بزرگی نشان می‌دهد. کفایت معیار شدت لرزه‌ی، شرطی است که اندازه‌گیری‌اش به تقاضای سازه با سناریوهای مختلف زلزله بستگی دارد. کفایت معیار، کمی است و از طریق تجزیه و تحلیل پاسخ سازه در یک دسته‌ی رکورد شتاب‌نگاشت به دست می‌آید. کفایت معیار، توصیفی است که تا چه حد معیار شدت لرزه‌ی آماری، مستقل از ویژگی‌های حرکت زمین مانند اندازه و فاصله است.^[۲۵] یک معیار شدت لرزه‌ی با کفایت، معیار شدت لرزه‌ی است که اندازه‌گیری تقاضای سازه را مستقلاً از سناریوی زلزله ارائه می‌دهد. این اصطلاح پیچیده‌تر است و اغلب در تقابل با نیاز به محاسبات از معیار شدت لرزه‌ی است. کفایت را می‌توان از طریق تجزیه و تحلیل آماری از پاسخ سازه برای یک مجموعه از رکوردهای داده شده تعیین کرد.

در اندازه‌گیری ویژگی کفایت با توجه به تعریف آن، باید بعد از رگرسیون‌گیری بر روی شاخص شدت و θ_{max} ، مانده‌های حاصل از تحلیل رگرسیون از نظر آماری مستقل از پارامترهای حرکت زمین مثلاً بزرگی زلزله (M) و فاصله از گسل (R) باشند. کفایت شاخص شدت را می‌توان توسط مقدار P-value حاصل که از رگرسیون خطی مانده‌ها به دست می‌آید، ارزیابی کرد. از این روی یک P-value کوچک (مثلاً کمتر از ۰٫۰۵) از نظر آماری به این نکته اشاره می‌کند که شاخص شدت مورد نظر به پارامترهای حرکت زمین وابسته است و لذا آن شاخص شدت، کفایت لازم را ندارد.^[۲۹]

۵. انتخاب معیار پاسخ لرزه‌ی

در تحلیل دینامیکی فراینده در هر گام، تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی جداگانه‌ی انجام می‌شود و پاسخ سازه برای هر سطح شدت لرزه‌ی قرائت می‌شود. برای اینکه پاسخ سازه در اثر اعمال بارهای دینامیکی فراینده در هر گام استخراج شود، نیاز به تعریف معیار پاسخ سازه وجود دارد. این معیار باید یک کمیت قابل اندازه‌گیری از رفتار سازه باشد که به صورت خروجی تحلیل‌های غیرخطی به دست

جدول ۵. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های لرزه‌ی مورد استفاده در تحلیل دینامیکی فزاینده.

شماره	رکورد	ایستگاه	بزرگی	فاصله از گسل	شتاب پیک
۱	Cape Mendocino	Fortuna - Fortuna Blvd	۷٫۱	۲۳٫۶	۰٫۱۱۶
۲	Cape Mendocino	Myrtle & West	۷٫۱	۴۴٫۶	۰٫۱۷۸
۳	Kern County	Santa Barbara Courthouse	۷٫۴	۸۷	۰٫۱۲۷
۴	Kern County	Taft Lincoln School	۷٫۴	۴۱	۰٫۱۷۸
۵	Landers	North Palm Springs	۷٫۳	۲۴٫۲	۰٫۱۳۶
۶	Landers	Barstow	۷٫۳	۳۶٫۱	۰٫۱۳۵
۷	Loma Prieta	Fremont - Mission San Jose	۶٫۹	۴۳	۰٫۱۲۴
۸	Loma Prieta	Woodside	۶٫۹	۳۹٫۹	۰٫۸۲
۹	Loma Prieta	SF - Diamond Heights	۶٫۹	۷۷	۰٫۱۱۳
۱۰	Loma Prieta	Belmont_Envirotech	۶٫۹	۴۹٫۹	۰٫۱۱
۱۱	Morgan Hill	Corralitos	۶٫۲	۲۲٫۷	۰٫۱۰۹
۱۲	N. Palm Springs	Cranston Forest Station	۶٫۲	۳۵٫۳	۰٫۱۶۹
۱۳	Northridge	Baldwin Hills	۶٫۷	۳۱٫۳	۰٫۱۶۸
۱۴	Northridge	Burbank - Howard Rd	۶٫۷	۲۰	۰٫۱۶۳
۱۵	Northridge	Castaic - Old Ridge Route	۶٫۷	۲۲٫۶	۰٫۵۶۸
۱۶	San Fernando	Castaic	۶٫۶	۲۴٫۹	۰٫۲۶۸
۱۷	San Fernando	Pasadena - CIT Athenaeum	۶٫۶	۳۱٫۷	۰٫۱۱
۱۸	Trinidad, California	Rio Dell Overpass	۶	۷۱٫۹	۰٫۱۵۶
۱۹	Whittier Narrows	Inglewood - Union Oil	۶	۲۲٫۵	۰٫۲۴۷
۲۰	Whittier Narrows	LA - ۱۱۶th St School	۶	۲۲٫۵	۰٫۳۹۶

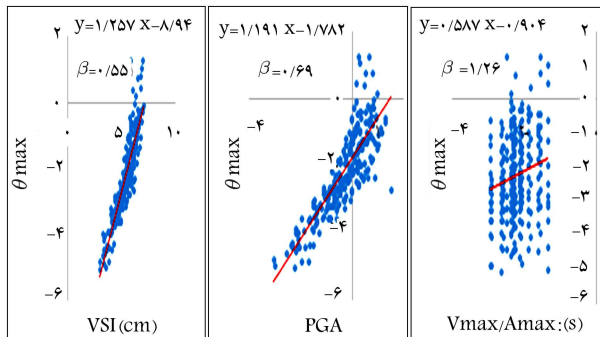
زمین به بیشینه‌ی شتاب زمین بر حسب بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات برای مدل M۱ است که به‌عنوان نمونه ارائه شده است. شکل مذکور، رگرسیون خطی از نقطه‌های به‌دست آمده از تحلیل است که در هر نمودار، پراکندگی داده‌ها و خط برازش‌شده از مقادیر شدت و تقاضا نشان داده شده است.

همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقادیر موجود در نمودار شدت طیفی سرعت، پراکندگی کمتری دارند و به هم نزدیک‌تر هستند، لذا معیار شدت لرزه‌ی پراکندگی (β) برابر ۰٫۴۹ است که نشان‌دهنده‌ی کاراتر بودن پارامتر شدت طیفی سرعت نسبت به دو پارامتر دیگر است. در ادامه نیز کارایی معیار شدت لرزه‌ی برای مدل M۲ بر حسب بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی طبقات محاسبه و در شکل ۵، نتایج چند معیار شدت لرزه‌ی برای نمونه ارائه شده است.

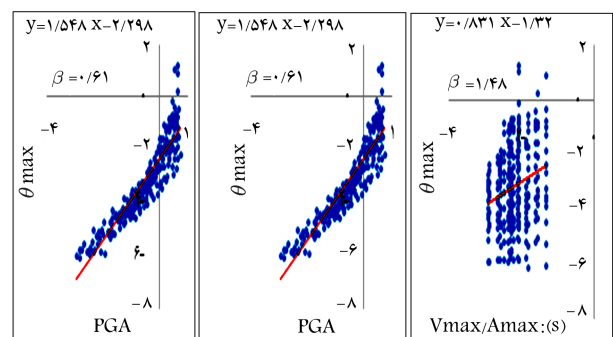
گفته شده، دسته‌بندی و اعمال شده است، که از بین آن‌ها، ۲۰ عدد به‌عنوان نتیجه‌ی مناسب برای بررسی معیار شدت لرزه‌ی مناسب لحاظ شده است.

۷. برآورد میزان کارایی

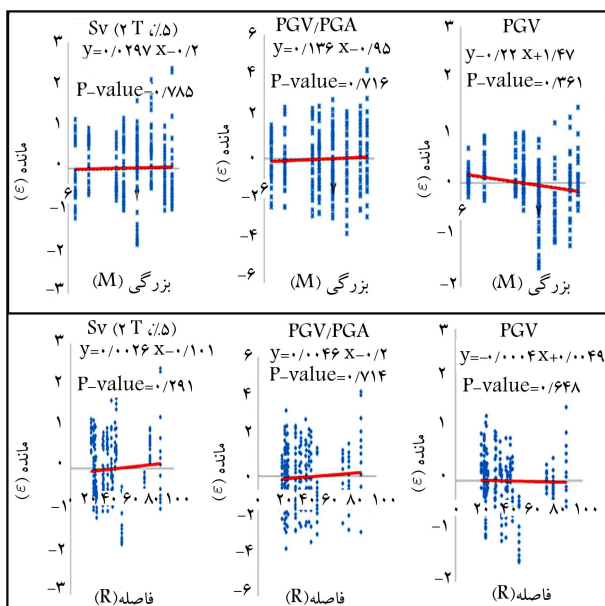
همان‌طور که بیان شد، در پژوهش حاضر از یک رگرسیون خطی یک پارامتری در مقیاس لگاریتمی از مقادیر معیار پاسخ بر روی مقادیر معیار شدت در ارزیابی کارایی هر یک از شاخص‌های شدت استفاده شده است. حدود ۶۰۰ تحلیل دینامیکی فزاینده برای سه مدل موجود انجام شده است. شکل ۴، نشان‌دهنده‌ی پراکندگی معیارهای شدت لرزه‌ی بیشینه‌ی شتاب زمین، شدت طیفی سرعت و نسبت بیشینه‌ی سرعت



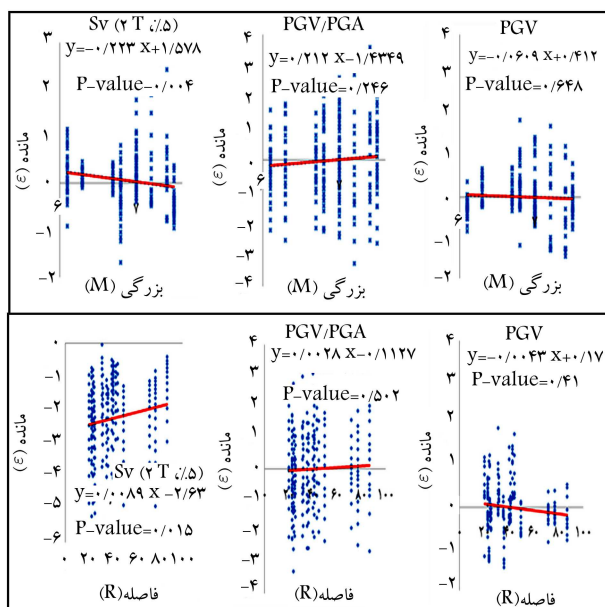
شکل ۵. نمایش میزان پراکندگی پارامترهای PGA، PGV/PGA، VSI و Vmax/Amax در مقابل معیار خسارت برای مدل M۲.



شکل ۴. نمایش میزان پراکندگی پارامترهای PGA، PGV/PGA، VSI و Vmax/Amax در مقابل معیار خسارت برای مدل M۱.



شکل ۷. نمایش میزان کفایت پارامترهای PGV/PGA، PGV و Sv (2T, %/5) با توجه به بزرگی و فاصله برای مدل M1.

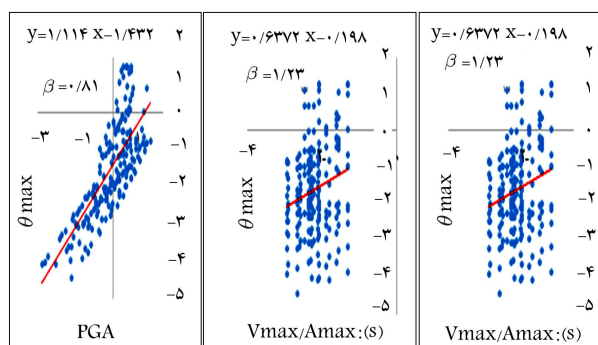


شکل ۸. نمایش میزان کفایت پارامترهای PGV/PGA، PGV و Sv (2T, %/5) با توجه به بزرگی و فاصله برای مدل M2.

مد اول و میرایی ۵٪ سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی دیوار برشی فولادی با توجه به فاصله یا بزرگی برای مدل M1 است.

مطابق شکل مذکور، معیار شدت نسبت بیشینه‌ی سرعت زمین به بیشینه‌ی شتاب زمین، با کفایت‌ترین معیار با مقدار P-value برابر ۰٫۷۱۶ و ۰٫۷۱۴ به ترتیب نسبت به فاصله و بزرگی برای سازه‌ی قاب خمشی - دیوار برشی فولادی نسبت به دو معیار دیگر است. در ادامه، در شکل ۸، نیز کفایت چند معیار شدت لرزه‌ی برای مدل M2 با توجه به فاصله یا بزرگی نشان داده شده است.

مطابق شکل ۸، معیار شدت بیشینه‌ی شتاب زمین با کفایت‌ترین معیار با مقدار P-value برابر ۰٫۶۴۸ و ۰٫۴۱ به ترتیب نسبت به فاصله و بزرگی نسبت به دو



شکل ۶. نمایش میزان پراکندگی پارامترهای PGV/PGA، PGV و Sv (2T, %/5) در مقابل معیار خسارت برای مدل M3.

مطابق شکل ۵، برای مقادیر موجود در نمودار، معیار شدت طیفی سرعت، پراکندگی کمتری دارد و معیار پراکندگی (β) برابر ۰٫۵۵ است که نشان‌دهنده‌ی کاراتر بودن پارامتر شدت طیفی سرعت نسبت به دو پارامتر دیگر است. شکل ۶، نشان‌دهنده‌ی میزان پراکندگی چند پارامتر شدت لرزه‌ی (VSI, PGD, PGA) برای مدل M3 است.

همان‌طور که در شکل مذکور مشاهده می‌شود، معیار شدت طیفی سرعت، پراکندگی کمتری دارد و معیار پراکندگی (β) برابر ۰٫۵۱ است. جدول ۶، خلاصه‌ی پراکندگی برای ۲۵ معیار شدت لرزه‌ی را نشان می‌دهد.

همان‌طور که در جدول ۶ مشاهده می‌شود، برای مدل M1، معیار شدت طیفی سرعت، با پراکندگی (β) ۰٫۴۹ در جایگاه اول است و پس از آن معیار SMA با پراکندگی (β) ۰٫۵۶، در جایگاه بعدی قرار دارد. در مدل M2، معیار شدت طیفی متناظر با ۲ برابر مد اول و میرایی ۵٪ با مقدار پراکندگی (β) ۰٫۵۴ در جایگاه اول قرار دارد و بنابراین کاراترین شدت لرزه‌ی برای سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی - دیوار برشی فولادی با زمان تناوب متوسط است و پس از آن معیار شدت طیفی سرعت از لحاظ کارایی در جایگاه دوم است. در مدل M3 که معرف سیستم‌های دوگانه‌ی قاب خمشی - دیوار برشی فولادی با زمان تناوب بلند است، شدت لرزه‌ی (Sv (2T, %/5), I_a, CAV) به ترتیب در جایگاه اول تا سوم از لحاظ کارایی قرار دارند. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، معیار کارا در مورد سیستم دوگانه‌ی قاب خمشی - دیوار برشی فولادی معیاری از جنس سرعت است، در حالی که در برخی از پژوهش‌های انجام‌شده، [۷۳] معیار مناسب از جنس شتاب معرفی شده است.

۸. برآورد میزان کفایت

علاوه بر کارایی، معیار مهم دیگری وجود دارد که کفایت است. این معیار بر پایه‌ی کافی بودن تعداد زلزله‌های استفاده شده است که بر مبنای پارامترهای توزیع زلزله مانند فاصله‌ی زلزله (R) و بزرگی زلزله (M) محاسبه می‌شود. برای به‌دست آوردن معیار شدت لرزه‌ی بهینه و مناسب، معیار کفایت بر معیار کارایی اولویت دارد و این بدان معناست که ابتدا معیار کفایت در پارامتری بررسی می‌شود و بعد معیار کارایی ملاک عمل قرار می‌گیرد. برای به‌دست آوردن ویژگی مذکور، P-value حاصل از رگرسیون خطی، مانده‌های به‌دست آمده از EDP/IM و فاصله یا بزرگاست. شکل ۷، نشان‌دهنده‌ی کفایت معیارهای لرزه‌ی بیشینه‌ی سرعت زمین و نسبت بیشینه‌ی سرعت زمین به بیشینه‌ی شتاب زمین و سرعت طیفی متناظر با دو برابر

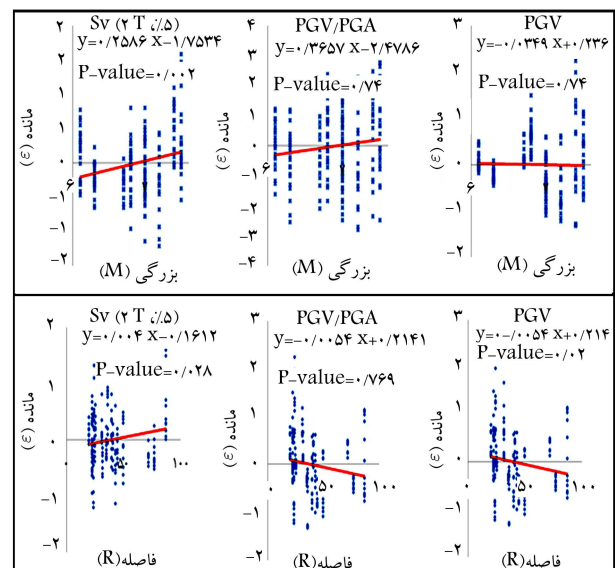
جدول ۶. نمایش مقدار پراکندگی معیارهای شدت لرزه‌یی برای مدل‌ها.

شماره	معیار شدت لرزه‌یی	M1		M2		M3	
		جایگاه	β	جایگاه	β	جایگاه	β
۱	PGA	۵	۰٫۶۱	۱۹	۰٫۶۹	۲۱	۰٫۸۱
۲	PGV	۴	۰٫۵۸	۹	۰٫۶۳	۱۷	۰٫۶۳
۳	PGD	۲۲	۰٫۹۶	۲۲	۰٫۸۴	۲۲	۰٫۸۶
۴	PGV/PGA	۲۴	۱٫۴۸	۲۴	۱٫۲۶	۲۴	۱٫۲۳
۵	RMS_a	۱۶	۰٫۶۹	۱۸	۰٫۶۸	۱۲	۰٫۶۱
۶	RMS_v	۱۲	۰٫۶۸	۱۰	۰٫۶۳	۱۸	۰٫۶۴
۷	RMS_d	۲۳	۱٫۰۱	۲۳	۰٫۸۸	۲۳	۰٫۸۷
۸	La	۷	۰٫۶۲	۷	۰٫۶۱	۱	۰٫۴۷
۹	Lc	۸	۰٫۶۳	۸	۰٫۶۳	۴	۰٫۵۱
۱۰	de	۱۸	۰٫۷۱	۱۳	۰٫۶۵	۱۶	۰٫۶۳
۱۱	CAV	۱۷	۰٫۶۹	۱۱	۰٫۶۴	۲	۰٫۵
۱۲	ASI	۱۱	۰٫۶۸	۱۵	۰٫۶۷	۱۰	۰٫۵۹
۱۳	VSI	۱	۰٫۴۹	۲	۰٫۵۵	۵	۰٫۵۱
۱۴	Lh	۶	۰٫۶۱	۳	۰٫۵۶	۱۳	۰٫۶۱
۱۵	SMA	۲	۰٫۵۶	۲۱	۰٫۷۱	۸	۰٫۵۴
۱۶	SMV	۱۴	۰٫۶۹	۴	۰٫۵۹	۱۱	۰٫۶۱
۱۷	EDA	۳	۰٫۵۸	۱۸	۰٫۶۹	۹	۰٫۵۵
۱۸	A95	۹	۰٫۶۳	۱۷	۰٫۶۸	۱۴	۰٫۶۲
۱۹	T_p	۲۵	۱٫۵	۲۵	۱٫۲۶	۲۵	۱٫۲۵
۲۰	S_a (T, %5)	۱۰	۰٫۶۷	۶	۰٫۶۱	۷	۰٫۵۳
۲۱	S_a (۲T, %5)	۲۱	۰٫۸۲	۱۲	۰٫۶۵	۱۹	۰٫۶۷
۲۲	S_v (T, %5)	۱۵	۰٫۶۹	۱۶	۰٫۶۷	۱۵	۰٫۶۳
۲۳	S_v (۲T, %5)	۱۹	۰٫۷۴	۱	۰٫۵۴	۳	۰٫۵
۲۴	S_d (T, %5)	۱۳	۰٫۶۹	۵	۰٫۶۱	۶	۰٫۵۲
۲۵	S_d (۲T, %5)	۲۰	۰٫۸۱	۱۴	۰٫۶۵	۲۰	۰٫۶۹

معیار نسبت بیشینه‌ی سرعت زمین به بیشینه‌ی شتاب زمین و سرعت طیفی متناظر با دو برابر مد اول و میرایی ۵٪ برای سازه‌ی قاب خمشی - دیوار برشی فولادی است. در شکل ۹، کفایت ۳ معیار لرزه‌یی برای مدل M3 با توجه به فاصله یا بزرگی نشان داده شده است. مقدار P-value برابر ۰٫۷۴ برای معیار بیشینه‌ی سرعت زمین، نشان‌دهنده‌ی کافی بودن آن نسبت به بزرگای زلزله است، اما مقدار ۰٫۲ برای P-value برای همان معیار، نشان‌دهنده‌ی ناکافی بودن انتخاب معیار بیشینه‌ی سرعت زمین برای معیار شدت لرزه‌یی است که عکس آن در معیار نسبت بیشینه‌ی سرعت زمین به بیشینه‌ی شتاب زمین صادق است. از طرفی مقدار P-value برای شدت لرزه‌یی سرعت طیفی متناظر با ۲ برابر مد اول سازه برای میرایی ۵٪ با توجه به بزرگا و فاصله، نشان‌دهنده‌ی ناکافی بودن در هر دو است.

در جدول ۷، خلاصه‌ی کفایت ۲۵ معیار لرزه‌یی برای ۳ مدل مورد استفاده ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، معیار نسبت بیشینه‌ی سرعت زمین به بیشینه‌ی شتاب زمین، نسبت به دیگر پارامترها برای تمامی مدل‌ها نسبت به فاصله و بزرگا، عدد بیشتری بوده است که با توجه به هم‌خوانی نسبی با مطالعات انجام شده، معیار با کفایت به دست آمده در پژوهش حاضر از هر دو جنس شتاب و سرعت بوده است و در نتیجه، کفایت مناسبی دارد.

در ادامه، برای نمایش بهتر معیار کفایت بر مبنای ۲ پارامتر فاصله و بزرگای زلزله

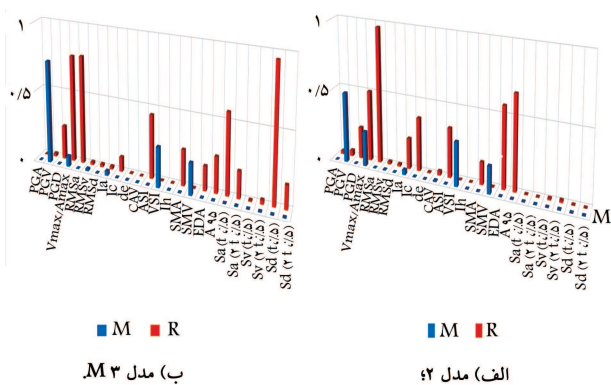


شکل ۹. نمایش میزان کفایت پارامترهای PGV، PGV/PGA، Sv (۲T, %5) و PGV با توجه به بزرگی و فاصله برای مدل M3.

جدول ۷. نمایش P-value برای مدل‌ها برای ۲ معیار بزرگ و فاصله.

شماره	معیار شدت لرزه‌یی	M۳ (P-value)		M۲ (P-value)		M۱ (P-value)	
		Mw	R(km)	Mw	R(km)	Mw	R(km)
۱	PGA	۰	۰	۰	۰٫۰۲۳	۰	۰٫۰۵۳
۲	PGV	۰٫۷۴	۰٫۰۲	۰٫۵	۰٫۰۴۱	۰٫۳۶۱	۰٫۶۴۸
۳	PGD	۰٫۰۰۱	۰٫۲۴۲	۰	۰٫۲۲۵	۰	۰٫۳۲۹
۴	PGV/PGA	۰٫۰۷۴	۰٫۷۶۹	۰٫۲۴۶	۰٫۵۰۲	۰٫۷۱۶	۰٫۷۱۴
۵	RMS_a	۰	۰٫۷۷۸	۰	۰٫۹۷	۰	۰٫۵۳۴
۶	RMS_v	۰٫۰۱۵	۰٫۰۲	۰٫۰۰۳	۰٫۰۱۹	۰	۰٫۱۴۲
۷	RMS_d	۰	۰٫۰۲	۰	۰٫۰۱۶	۰	۰٫۰۷۹
۸	La	۰٫۰۳۲	۰٫۰۲	۰٫۰۳۴	۰٫۲۱۶	۰	۰٫۷۰۸
۹	Lc	۰	۰٫۱۰۴	۰٫۰۰۱	۰٫۳۷۶	۰	۰٫۵۹
۱۰	de	۰	۰٫۰۰۲	۰	۰٫۰۰۵	۰	۰٫۰۹۶
۱۱	CAV	۰	۰	۰٫۰۰۸	۰٫۰۲۹	۰٫۳۲۹	۰٫۲۴۲
۱۲	ASI	۰	۰٫۴۵	۰	۰٫۳۴۷	۰	۰٫۰۱۸
۱۳	VSI	۰٫۲۸۲	۰	۰٫۳۰۷	۰	۰٫۵۷۵	۰٫۰۴۳
۱۴	Lh	۰	۰	۰	۰	۰	۰٫۰۱
۱۵	SMA	۰	۰٫۲۵۲	۰	۰٫۱۵۶	۰	۰٫۰۰۳
۱۶	SMV	۰٫۲۲۲	۰	۰٫۱۹	۰٫۰۰۱	۰٫۳۱۶	۰٫۰۸۲
۱۷	EDA	۰	۰٫۱۷۱	۰	۰٫۵۶۹	۰	۰٫۰۸۴
۱۸	A۹۵	۰	۰٫۲۵۲	۰	۰٫۶۶۲	۰	۰٫۰۵۵
۱۹	T-p	۰٫۰۲	۰٫۶۴۳	۰٫۱۴۴	۰٫۸۵۷	۰٫۷۸۷	۰٫۲۳۵
۲۰	S_a (T,٪۵)	۰	۰٫۵۶۷	۰	۰٫۰۰۲	۰	۰
۲۱	S_a (۲T,٪۵)	۰٫۰۰۱	۰٫۱۸۷	۰	۰٫۰۰۱	۰٫۲۳۶	۰٫۳۹۷
۲۲	S_v (T,٪۵)	۰	۰٫۰۰۸	۰	۰٫۰۱۱	۰	۰
۲۳	S_v (۲T,٪۵)	۰٫۰۰۲	۰٫۰۲۸	۰٫۰۰۴	۰٫۰۱۵	۰٫۷۸۵	۰٫۲۹۱
۲۴	S_d (T,٪۵)	۰	۰٫۹۵۲	۰	۰٫۰۰۲	۰٫۰۰۱	۰
۲۵	S_d (۲T,٪۵)	۰٫۰۰۱	۰٫۱۶۳	۰	۰	۰٫۳۰۱	۰

برای دو مدل M۳ و M۲، به‌عنوان مثال توسط نمودار میله‌یی نتایج جدول ۷ نمایش داده شده است (شکل ۱۰). همان‌طور که مشاهده می‌شود، در شکل ۱۰ الف برای مدل M۲ که معرف سیستم سازه‌یی دوگانه‌ی قاب خمشی - دیوار برشی فولادی با زمان تناوب متوسط است، معیار شدت RMSa بهترین معیار از لحاظ کیفیت نسبت به فاصله است، اما نسبت به بزرگی صفر است، که کاملاً ناکافی به نظر می‌رسد و معیار مناسبی برای شدت لرزه‌یی نیست؛ ولی معیار نسبت بیشینه‌ی سرعت زمین به بیشینه‌ی شتاب زمین نسبت به بزرگ و فاصله به طور نسبی مناسب‌تر از همه است. برای مدل M۳ که معرف سیستم سازه‌یی دوگانه‌ی قاب خمشی - دیوار برشی فولادی با زمان تناوب بلند است، با کیفیت‌ترین معیار نسبت به فاصله‌ی معیار تغییرمکان طیفی متناظر با مد اول و میرایی ٪۵ با مقدار P-value برابر ۰٫۹۵۲ است و با کیفیت‌ترین معیار نسبت به بزرگی معیار بیشینه‌ی سرعت زمین با مقدار P-value برابر ۰٫۷۴ است. معیار با کیفیت برای مدل M۳، شدت لرزه‌یی نسبت بیشینه‌ی



شکل ۱۰. نمایش کیفیت.

زمین برابر ۰/۶۴۸ و ۰/۳۶۱ بوده است. ویژگی کارایی برای دو معیار لرزه‌یی نسبت بیشینه‌ی سرعت زمین به بیشینه‌ی شتاب زمین و بیشینه‌ی سرعت زمین در مقیاس با بقیه‌ی معیارها به ترتیب در جایگاه ۲۴ و ۴ هستند که با توجه به نسبی بودن دو ویژگی کفایت و کارایی و اهمیت معیار کفایت، معیار مناسب را می‌توان بیشینه‌ی سرعت زمین دانست. لازم به ذکر است که جایگاه معیار شدت طیفی سرعت از لحاظ کارایی اول است، اما با توجه به کوچکی مقادیر کفایت نسبت به فاصله و بزرگی (۰/۵۷۵ و ۰/۴۳)، معیار مذکور با اینکه کاراترین معیار است، اما نمی‌توان آن را معیار مناسبی در نظر گرفت.

۲. برای مدل‌های M۲ و M۳ که زمان تناوب آن‌ها ۰/۸ و ۱/۲ است، معیار شدت نسبت بیشینه‌ی سرعت زمین به بیشینه‌ی شتاب زمین را می‌توان معیار مناسب‌تری با توجه به دو ویژگی کفایت و کارایی نسبت به بقیه‌ی معیارها دانست که نشان می‌دهد با افزایش زمان تناوب سازه، پارامتر بیشینه‌ی شتاب زمین هم تأثیرگذار است و هم معیار مناسب شدت لرزه‌یی دو نسبیته‌ی از جنس سرعت و شتاب است.

۳. با توجه به نتایج نشان داده‌شده در جدول‌های کارایی و کفایت می‌توان این گونه برداشت کرد که معیارهای سرعت و شتاب طیفی متناظر با دو برابر مد اول سازه با میرایی ۵٪، معیارهای مناسب‌تری نسبت به معیارهای سرعت و شتاب طیفی متناظر با مد اول سازه با میرایی ۵٪ هستند.

سرعت زمین به بیشینه‌ی شتاب زمین است که به طور نسبی هم از لحاظ بزرگی و هم فاصله در محدوده‌ی متوسطی قرار دارد و نسبت به هیچ کدام صفر نیست.

۹. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، به بررسی معیار شدت لرزه‌یی مناسب برای سیستم‌های دوگانه‌ی قاب خمشی -دیوار برشی فولادی پرداخته شده است. برای این منظور مدل اجزاء محدودی از قاب ۴ طبقه‌ی ۳ دهانه برگرفته از یک ساختمان ۴ طبقه طراحی شده است، که با تغییر زمان تناوب آن به منظور تغییر ویژگی‌های دینامیکی و عمومیت دادن مدل استفاده شده است. مدل‌های مورد استفاده تحت ۲۰ عدد شتاب‌نگاشت با بزرگای ۶ الی ۷/۵ ثبت شده بر روی خاک نوع II با فاصله‌ی دور از گسل و بدون اثر جهت‌پذیری بوده‌اند. بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی بین طبقات (θ_{max}) به‌عنوان شاخص خسارت انتخاب شده است. ۲۵ معیار شدت لرزه‌یی از لحاظ کارایی و کفایت تحت تجزیه و تحلیل رگرسیونی قرار گرفته و این نتایج حاصل شده است:

۱. برای مدل M۱ که زمان تناوب آن ۰/۳۹ است، معیار شدت نسبت بیشینه‌ی سرعت زمین به بیشینه‌ی شتاب زمین از لحاظ کفایت نسبت به فاصله و بزرگی زلزله به ترتیب برابر ۰/۷۱۴ و ۰/۷۱۶ و مقادیر مذکور برای معیار بیشینه‌ی سرعت

پانویس‌ها

1. peak ground acceleration (PGA)
2. peak ground velocity (PGV)
3. square root of the sum of the squares
4. incremental dynamic analysis
5. demand measure
6. intensity measure
7. engineering demand parameter
8. decision variable

منابع (References)

1. Takanashi, Y., Takemoto, T. and Tagaki, M. "Experimental study on thin steel shear walls and particular bracing under alternative horizontal load", Preliminary Report, IABSE. Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on Well-defined Repeated Loads, Lisbon, Portugal, pp. 185-191 (1973).
2. Park, Y.-J. and Ang, A.H.-S. "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *J. Struct. Eng.*, **111**(4), pp. 722-739 (1985).
3. Shome, N. and Cornell, C.A. "Probabilistic seismic demand analysis of non-linear structures", Report No. RMS-35, Stanford University, Stanford, CA (1999).
4. Cordova, P.P., Deierlein, G.G., Mehanny, S.S. and et al. "Development of a two-parameter seismic intensity measure and probabilistic assessment procedure", The Second US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, pp. 187-206, Sapporo, Japan (11-13 Sep., 2000).
5. Mackie, K. and Stojadinovic, B. "Seismic demands for performance-based design of bridges", PEER Report 2003/16, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA. (2003).
6. Mackie, K. and Stojadinovic, B. "Fragility basis for California highway overpass bridge seismic decision making", PEER Report 2005/12, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA (2005).
7. Giovenale, P., Cornell, C.A. and Esteva, L. "Comparing the adequacy of alternative ground motion intensity measures for the estimation of structural responses", *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, **33**(8), pp. 951-979 (2005).
8. Baker, J.W. and Cornell, C.A. "A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon", *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, **34**(10), pp. 1193-1217 (2005).
9. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. "Developing efficient scalar and vector intensity measures for IDA capacity estimation by incorporating elastic spectral shape information", *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, **34**(13), pp. 1-22 (2005).
10. Luco, N. and Cornell, C.A. "Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions", *Earthquake Spectra*, **23**(2), pp. 357-392 (May, 2007).
11. Bradley, B.A., Cubrinovski, M., Dhakal, R.P. and et al. "Intensity measures for the seismic response of pile foundations", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **29**(6), pp. 1046-1058 (2009).
12. Bianchini, M., Diotallevi, P.P. and Baker, J.W. "Prediction of inelastic structural response using an average

- of spectral accelerations”, *10th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR09)*, Osaka, Japan (13-17 Sep., 2009).
13. Deepu, S.P., Prajapat, K. and Ray-Chaudhuri, S. “Seismic vulnerability of skew bridges under bi-directional ground motions”, *Engineering Structures*, **71**, pp. 150-160 (2014).
 14. Donaire-Avila, J., Mollaioli, F., Lucchini, A. and et al. “Intensity measures for the seismic response prediction of mid-rise buildings with hysteretic dampers”, *Engineering Structures*, **102**, pp. 278-295 (2015).
 15. Kostinakis, K., Athanatopoulou, A. and Morfidis, K. “Correlation between ground motion intensity measures and seismic damage of 3D R/C buildings”, *Engineering Structures*, **82**, pp. 151-167 (2015).
 16. Hariri-Ardebili, M.A. and Saouma, V.E. “Probabilistic seismic demand model and optimal intensity measure for concrete dams”, *Structural Safety*, **59**, pp. 67-85 (2016).
 17. Shakib, H. and Jahangiri, V. “Intensity measures for the assessment of the seismic response of buried steel pipelines”, *Bull. Earthquake Eng.*, **14**(4), pp.1265-1284.20p (2016).
 18. *Iranian Code of Practice for Seismic Resistance Design of Buildings: Standard no.2800*, 4th Edition, Building and Housing Research Center (2014).
 19. American Institute of Steel Construction, “ANSI/AISC 360-10 an american national standard, specification for structural steel buildings” (March 9, 2005).
 20. American Institute of Steel Construction, “Design guide 20: Steel plate shear walls” (2007).
 21. Dorji, J. “Seismic performance of brick infilled RC frame structure in low and medium rise buildings in Bhutan”, Thesis Submitted for the Degree if Master of Engineering Queensland University of Technology (June, 2009).
 22. Darling, S.C. “Seismic response of short period structures and the development of a self-centering truss moment frame with energy-dissipating elements for improved performance”, Thesis Submitted to the Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Master of Science, Blacksburg, Virginia (6 Aug., 2012).
 23. Driver, R.G., Kulak, G.L., Kennedy, D.J.L. and Elwi, A.E. “Seismic behaviour of steel plate shear walls”, Structural Engineering, Report No. 215, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada (1997).
 24. *FEMA 350: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment- Frame Buildings (350)*, SAC Joint Venture, Sacramento, California (2000).
 25. *FEMA 353: Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications*, SAC Joint Venture, Sacramento, California (2000).
 26. Younan, A., Banon, H., Marshall, P., Crouse, C.B. and Cornell, C.A. “An overview of the ISO seismic guidelines”, *Proceedings of the offshore Technology Conference*, Houston, Texas (2001).
 27. Krawinkler, H., Medina, R. and Alavi, B. “Seismic drift and ductility demands and their dependence on ground motions”, *Engineering Structures*, **25**(5), pp. 637-653 (2003).
 28. Riddell, R. “On ground motion intensity indice”, *Earthq. Spectra*, **23**(1), pp. 147-173 (2007).
 29. Alfredo, H.S. and Wilson, H., *Probability Concepts in Engineering Planning and Design*, John Wiley and Sons, New York (1975).
 30. Padgett, J.A. and DesRoches, R. “Methodology for the development of analytical fragility curves for retrofitted buildings”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **37**(8), pp. 1157-1174 (2008).
 31. *PEER Strong Ground Motion Database*, Pacific Earthquake Engineering Research Center (<http://peer.berkeley.edu/smcat>).