

انتخاب سنجه شدت مناسب برای پیش‌بینی ظرفیت فروریزش سازه‌های فولادی کوتاه تا میان مرتبه با سیستم قاب خمشی ویژه

حمید رضا جمشیدیها^۱، منصور یخچالیان^{۲*}، بنیامین محبی^۳

۱- کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران

۲- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران

۳- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی (ره)، قزوین، ایران

چکیده

پارامتری که قدرت یک زلزله را به صورت کمی بیان می‌کند، سنجه شدت نامیده می‌شود. مقدار یک سنجه شدت به ازای یک سطح خطر مشخص، پارامتر خروجی در تحلیل احتمالاتی خطر لرزه‌ای می‌باشد که در تحلیل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. به عبارت دیگر وظیفه یک سنجه شدت ایجاد ارتباط میان مراحل تحلیل خطر و تحلیل تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها است. مهمترین ویژگی‌های مطلوب یک سنجه شدت مناسب کارایی و کفایت می‌باشند. اهمیت استفاده از یک سنجه شدت مناسب این است که در صورت استفاده از آن، عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها به صورت واقع‌بینانه‌تری پیش‌بینی می‌شود. هدف این مطالعه بررسی عملکرد لرزه‌ای سنجه‌های شدت اسکالر برای پیش‌بینی ظرفیت فروریزش سازه‌های فولادی کوتاه تا میان مرتبه با سیستم قاب خمشی ویژه می‌باشد. به همین منظور، سه سازه فولادی ۳، ۶ و ۹ طبقه با سیستم قاب خمشی ویژه مربوط به پروژه SAC با استفاده از نرم افزار متن‌باز OpenSees به صورت غیرخطی مدلسازی شد، و مقادیر ظرفیت فروریزش سازه‌ها با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی افزاینده تحت اثر ۶۷ شتابنگاشت حوزه دور بدست آمد. پس از محاسبه مقادیر ظرفیت فروریزش هر یک از سازه‌ها با استفاده از سنجه‌های شدت اسکالر موجود در ادبیات فنی، که شامل سنجه‌های شدت غیرمرتبط با سازه و مرتبط با سازه می‌باشند، عملکرد سنجه‌های شدت شامل کارایی و کفایت نسبت به بزرگا، فاصله از گسل و سرعت موج برشی در ۳۰ متر بالایی خاک مورد مقایسه قرار گرفت.

کلمات کلیدی: تحلیل تحلیل دینامیکی افزاینده، ظرفیت فروریزش، سنجه شدت، کارایی، کفایت.

* نویسنده مسئول: منصور یخچالیان

پست الکترونیکی: yakhchalian@eng.ikiu.ac.ir

DOI: 10.22065/jsce.2017.87785.1219

شناسه دیجیتال <http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.87785.1219>

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۵/۱۱/۲۰، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۶/۰۴/۰۳

۱- مقدمه

اطلاعات مربوط به زلزله‌های گذشته [۱ و ۲] نشان می‌دهد که علت اصلی صدمات و تلفات جانی در هنگام یک زلزله و پس از آن، فروریزش سیستم سازه‌ای است. علاوه بر این فروریزش عامل اصلی خسارات مالی ناشی از خرابی و توقف کسب و کار می‌باشد [۳ و ۴]. به دلیل اهمیت اثرات فروریزش، تعیین احتمال فروریزش سازه‌های موجود و سازه‌هایی که در آینده طراحی می‌شوند، یکی از جنبه‌های مهم در مهندسی زلزله است. در رویکرد PEER PBEE [۵] برای محاسبه احتمال فروریزش سازه‌ها، لازم است نتایج تحلیل احتمالاتی خطر لرزه‌ای و تحلیل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای ترکیب شوند. پارامتری که این دو مرحله را به هم مرتبط می‌سازد سنجه شدت نام دارد. به طور معمول ارزیابی یک سنجه شدت با بررسی ویژگی‌های کارایی [۶]، کفایت [۷] و قابل پیش‌بینی بودن [۸] سنجه شدت، صورت می‌گیرد. استفاده از یک سنجه شدت کارا، باعث می‌شود که پراکندگی پیش‌بینی پاسخ سازه کم شود، در حالیکه استفاده از یک سنجه شدت دارای کفایت سبب می‌شود تا پیش‌بینی پاسخ سازه مستقل از سایر پارامترهای زلزله، مانند بزرگای (M)، فاصله از گسل (R) و متوسط سرعت موج برشی در ۳۰ متر بالایی خاک (V_{s30})، باشد. بعلاوه سنجه شدتی که یک رابطه کاهندگی ($GMPE$) مناسب داشته باشد، ویژگی قابل پیش‌بینی بودن را برآورده می‌کند. لازم به ذکر است که تمام سنجه‌های شدت بررسی شده در این مطالعه دارای رابطه کاهندگی مناسب می‌باشند، لذا این ویژگی در مورد آنها بررسی نمی‌شود.

یکی از رایج‌ترین سنجه‌های شدت که برای طراحی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها استفاده می‌شود، مولفه طیف شبه شتاب در زمان تناوب مود اول سازه، $Sa(T_1)$ می‌باشد. با توجه به سادگی استفاده از این سنجه شدت محققان زیادی برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها از این سنجه شدت استفاده کرده‌اند. یکی دیگر از سنجه‌های شدت متداول حداکثر شتاب حرکت زمین (PGA)^۱ می‌باشد که همبستگی بالایی با مولفه‌های شتاب طیفی در زمان تناوب‌های پایین دارد. در سال ۱۹۹۸ شوم و همکاران [۹] نشان دادند که استفاده از $Sa(T_1)$ به جای PGA باعث افزایش قابلیت اطمینان نتایج می‌شود. حداکثر سرعت حرکت زمین (PGV)^۲ و حداکثر تغییر مکان حرکت زمین (PGD)^{۱۰} از دیگر سنجه‌های شدت متداول هستند. اگرچه سنجه شدت $Sa(T_1)$ بیشترین کاربرد را دارد اما استفاده از این سنجه شدت در محدوده رفتار غیرخطی که سختی سازه کاهش و زمان تناوب سازه افزایش می‌یابد نسبت به حالتی که رفتار سازه خطی است، قابلیت اطمینان کمتری دارد. افزایش زمان تناوب سازه در اثر رفتار غیرخطی باعث می‌شود که سازه تحت تاثیر محدوده‌ای از طیف پاسخ با زمان تناوب‌های بیشتر از زمان تناوب مود اول سازه قرار گیرد. به همین دلیل، محققان سنجه‌های شدتی را پیشنهاد کرده‌اند که بتوانند قسمتی از طیف پاسخ را که بر پاسخ غیرخطی سازه تاثیرگذار می‌باشند، لحاظ کنند. در سال ۲۰۰۱ کردوا و همکاران [۱۰] سنجه شدتی را پیشنهاد دادند (IMC) که علاوه بر مولفه شتاب طیفی در زمان تناوب مود اول سازه، مولفه‌ای از شتاب طیفی در زمان تناوبی بیشتر از زمان تناوب مود اول سازه را نیز در نظر بگیرد. بوژورکوئز و ایروولینو [۱۱] سنجه شدت I_{Np} را به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها پیشنهاد نمودند. در این سنجه شدت قسمتی از طیف پاسخ که بر رفتار غیرخطی سازه تاثیر قابل توجه‌ای دارد به عنوان بخشی از سنجه شدت در نظر گرفته شده است. اخیرا ایدس و همکاران [۱۲] نشان دادند که میانگین هندسی مولفه‌های طیف پاسخ شبه شتاب در محدوده زمان تناوب‌های ۰٫۲ الی ۳ برابر زمان تناوب مود اول سازه (Sa_{avg})، عملکرد مناسبی برای پیش‌بینی ظرفیت فروریزش سازه‌ها دارد.

در این مطالعه عملکرد تعدادی از سنجه‌های شدت اسکالر برای پیش‌بینی ظرفیت فروریزش سازه‌های فولادی کوتاه تا میان مرتبه با سیستم قاب خمشی ویژه بررسی می‌شود. برای رسیدن به این هدف، پس از مدلسازی سه سازه ۳، ۶ و ۹ طبقه و محاسبه ظرفیت فروریزش

1 Probabilistic Seismic Hazard Analysis
 2 Probabilistic Seismic Demand Analysis
 3 Intensity Measures
 4 Efficiency
 5 Sufficiency
 6 Predictability
 7 Ground Motion Prediction Equation
 8 Peak Ground Acceleration
 9 Peak Ground Velocity
 10 Peak Ground Displacement

آنها به کمک تحلیل دینامیکی افزاینده (IDA)، ویژگی کارایی و کفایت سنج‌های شدت مورد نظر بررسی و با یکدیگر مقایسه می‌شود و در نهایت سنج‌های شدت مناسب برای پیش‌بینی ظرفیت فروریزش سازه‌های فولادی کوتاه تا میان مرتبه با سیستم قاب خمشی ویژه ارائه می‌شود.

۲- سنج‌های شدت در نظر گرفته شده

به طور کلی سنج‌های شدت را می‌توان به دو گروه سنج‌های شدت اسکالر^{۱۱} و برداری^{۱۲} طبقه بندی نمود. در این مطالعه سنج‌های شدت اسکالر مورد بررسی قرار می‌گیرند. این سنج‌های شدت را می‌توان به دو گروه سنج‌های شدت غیرمرتبط با سازه و سنج‌های شدت مرتبط با سازه طبقه بندی نمود. سنج‌های شدت غیرمرتبط با سازه تنها با استفاده از مشخصات رکورد حرکت زمین محاسبه می‌شوند و به سه گروه سنج‌های شدت وابسته به تاریخچه زمانی شتاب، وابسته به تاریخچه زمانی سرعت و وابسته به تاریخچه زمانی تغییر مکان طبقه بندی می‌شوند. در سنج‌های شدت اسکالر مرتبط با سازه از مولفه یا مولفه‌های طیف پاسخ استفاده می‌شود. این گروه از سنج‌های شدت به دو گروه سنج‌های شدت بر اساس یک مقدار از دامنه طیف پاسخ و سنج‌های شدت بر اساس شکل طیف پاسخ طبقه بندی می‌شوند. در جداول ۱ و ۲ به ترتیب طبقه بندی و تعاریف مربوط به سنج‌های شدت اسکالر غیرمرتبط و مرتبط با سازه ارائه شده است.

جدول ۱: سنج‌های شدت غیرمرتبط با سازه

تعریف	نام	علامت	طبقه بندی
$PGA = \max a(t) $ $a(t) = \text{acceleration timehistory}$	حداکثر شتاب حرکت زمین	PGA	طبقه بندی
$AI = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} a(t)^2 dt; \quad t_f = \text{total duration}$ $I_C = a_{rms}^{1.5} \cdot t_d^{0.5}$	شدت اریاس ^{۱۳} [۱۳]	AI	وابسته به تاریخچه زمانی شتاب
$a_{rms} = \sqrt{\frac{1}{t_d} \int_{t_1}^{t_2} a(t)^2 dt}; \quad t_d = t_2 - t_1$ $t_1 = t(5\% AI); \quad t_2 = t(95\% AI)$	شدت مشخصه ^{۱۴} [۱۴]	IC	وابسته به تاریخچه زمانی شتاب
$CAV = \int_0^{t_f} a(t) dt$	سرعت مطلق تجمعی ^{۱۵} [۱۵]	CAV	وابسته به تاریخچه زمانی شتاب
$PGV = \max v(t) $ $v(t) = \text{velocity time history}$	حداکثر سرعت حرکت زمین	PGV	وابسته به تاریخچه زمانی سرعت
$FI = PGV \cdot t_d^{0.25}$	شدت فایفر ^{۱۶} [۱۶]	FI	وابسته به تاریخچه زمانی سرعت
$CAD = \int_0^{t_f} v(t) dt$	تغییر مکان مطلق تجمعی ^{۱۷} [۱۷]	CAD	وابسته به تاریخچه زمانی تغییر مکان
$SED = \int_0^{t_f} v(t)^2 dt$	شدت انرژی مشخصه ^{۱۸}	SED	وابسته به تاریخچه زمانی تغییر مکان
$PGD = \max d(t) $ $d(t) = \text{displacement timehistory}$	حداکثر تغییر مکان حرکت زمین	PGD	وابسته به تاریخچه زمانی تغییر مکان
$CAI = \int_0^{t_f} d(t) dt$	ضربه مطلق تجمعی ^{۱۹}	CAI	وابسته به تاریخچه زمانی تغییر مکان

11 Scalar intensity measures

12 Vector intensity measures

13 Arias Intensity

14 Characteristic intensity

15 Cumulative Absolute Velocity

16 Fajfar Intensity

17 Cumulative Absolute Displacement

18 Specific Energy Density

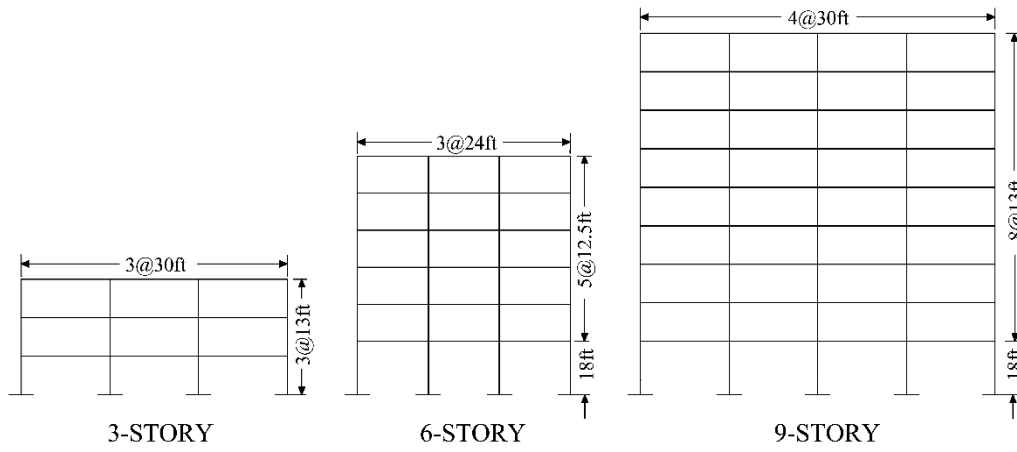
19 Cumulative Absolute Impulse

جدول ۲: سنجه‌های شدت غیرمرتبط با سازه

تعریف	نام	علامت	طبقه بندی
	مولفه شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی سازه	$Sa(T_1)$	بر اساس یک مقدار از دامنه طیف پاسخ
$ASI = \int_{0.1}^{0.5} Sa(T, 5\%) dT$	شدت طیف شتاب ^{۲۰} [۱۸]	ASI	
$SI = \int_{0.1}^{2.5} Sv(T, 5\%) dT$	شدت طیفی ^{۲۱} [۱۹]	SI	
$DSI = \int_2^5 Sd(T, 5\%) dT$	شدت طیف تغییر مکان ^{۲۲} [۲۰]	DSI	بر اساس شکل طیف پاسخ
$IM_C = Sa(T_1) \cdot \left(\frac{Sa(T_2)}{Sa(T_1)} \right)^{0.5}; T_2 = 2T_1$	[۱۰]	IM_C	
$I_{Np} = Sa(T_1) \cdot Np^{0.4}; Np = \frac{Sa_{avg}(T_1 \dots T_N)}{Sa(T_1)}; T_N = 2T_1$	[۱۱]	I_{Np}	
$Sa_{avg} = Sa_{avg}(c_1 T_1 \dots c_N T_1); c_1 = 0.2; c_N = 3$	[۱۲]	Sa_{avg}	

۳- مدل‌سازی و آنالیز سازه‌ها

در این مطالعه، ظرفیت فروریزش سه سازه کوتاه تا میان مرتبه ۳، ۶ و ۹ طبقه فولادی با سیستم قاب خمشی ویژه (SMRF) با زمان تناوب مود اول به ترتیب برابر با ۰،۹۵، ۱،۳۲ و ۲،۰۸ ثانیه مورد بررسی قرار گرفته است. سازه‌های در نظر گرفته شده برای پروژه SAC طراحی شده‌اند و جزئیات کامل آنها در گزارش FEMA 355C [۲۱] موجود است. شکل ۱ مشخصات هندسی سازه‌های در نظر گرفته شده در این مطالعه را نشان می‌دهد.



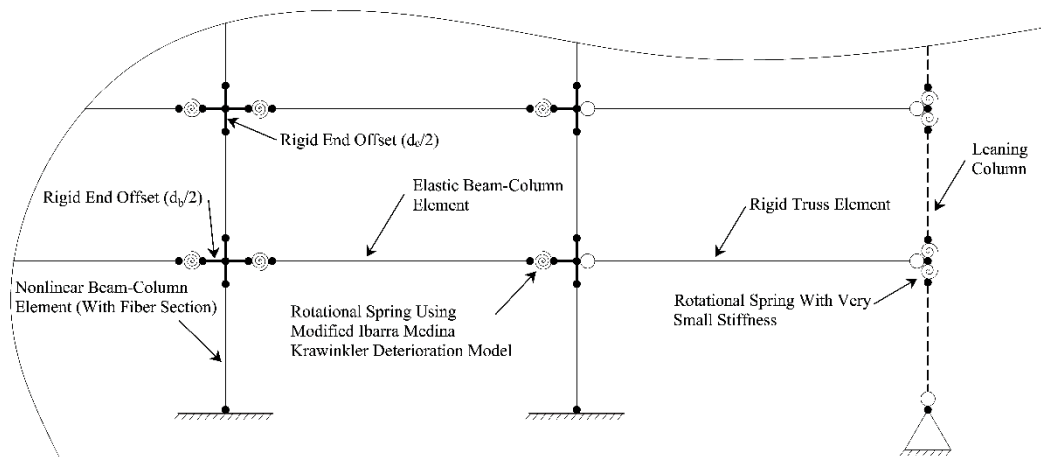
شکل ۱: مشخصات هندسی سازه‌های در نظر گرفته شده.

با توجه به منظم بودن ساختمان‌ها در پلان و سیستم باربر جانبی قاب‌های خمشی محیطی، یک قاب محیطی شمالی جنوبی که نماینده نیمی از سیستم باربر جانبی هر ساختمان در آن راستا است برای مدل‌سازی انتخاب شده است. مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی قاب‌ها با استفاده از نرم افزار OpenSees [۲۲] انجام گرفته است. رفتار غیرخطی در ستون‌ها به صورت پلاستیسیته گسترده و با استفاده از المان تیر-ستون با فرمولاسیون نیرویی مدل‌سازی شده است تا اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در ستون‌ها در نظر گرفته شود. همچنین پنج

20 Acceleration Spectrum Intensity
21 Spectrum Intensity
22 Displacement Spectrum Intensity

مقطع انتگرال گیری در طول المان تیر-ستون در نظر گرفته شده است. در هر یک از این مقاطع فایبرها دارای منحنی تنش-کرنشی با رفتار دو خطی، مدول یانگ $E=200\text{GPa}$ و نسبت سخت شوندگی کرنشی کوچک 0.002 می باشند. در نتیجه زوال سختی و مقاومت در ستون‌ها در نظر گرفته نشده است. رفتار غیرالاستیک در تیرها به صورت پلاستیسیته متمرکز در دو انتهای تیر، ساده سازی شده است. برای مدلسازی پلاستیسیته متمرکز، هر تیر با دو فنر غیرخطی دورانی در دو انتها و یک المان الاستیک تیر-ستون در بین آنها، به صورت سری، مدلسازی شده است. رفتار غیرخطی فنرهای دورانی با استفاده از مدل اصلاح شده ایبارا-مدینا-کراوینکلر [۲۳] تعیین شده است و پارامترهای مربوط به این مدل با استفاده از روابط ارائه شده توسط لیگنوس و کراوینکلر [۲۳] محاسبه شده اند.

در شکل ۲ نحوه مدلسازی سازه‌ها به صورت شماتیک نشان داده شده است. اثرات مرتبه دوم ($P-\Delta$) ستون‌های ثقلی با استفاده از ستون تکیه گاهی^{۲۳} که در کنار قاب قرار گرفته است، در نظر گرفته شده است. ستون تکیه گاهی، با استفاده از المان‌های تیر-ستون با ممان اینرسی و سطح مقطع بزرگ (صد برابر سطح مقطع یک ستون ثقلی) که به وسیله فنر دورانی با سختی بسیار کم به گره‌هایی در تراز طبقات متصل شده اند، مدلسازی شده است. هر یک از این گره‌ها به وسیله یک خرابی صلب به قاب متصل شده است. سهم بار ثقلی نیمی از ستون‌های غیرباربر جانبی ساختمان در هر طبقه، به ستون تکیه گاهی در آن طبقه وارد شده است. همچنین به منظور در نظر گرفتن نواحی انتهایی صلب در تیرها و ستون‌ها، از المان‌های صلب در دو انتهای تیرها و ستون‌ها استفاده شده است. طول هر یک از المان‌های صلب در تیر و ستون به ترتیب برابر با نصف ارتفاع مقطع ستون و نصف ارتفاع مقطع تیر می باشد. میرایی ذاتی سازه بر اساس میرایی رایلی مدلسازی شده است و ۵ درصد میرایی بحرانی به مود اول ارتعاش و مود ارتعاشی که نسبت جمععی مشارکت جرمی در آن مود بیش از ۹۵ درصد می باشد اختصاص داده شده است.

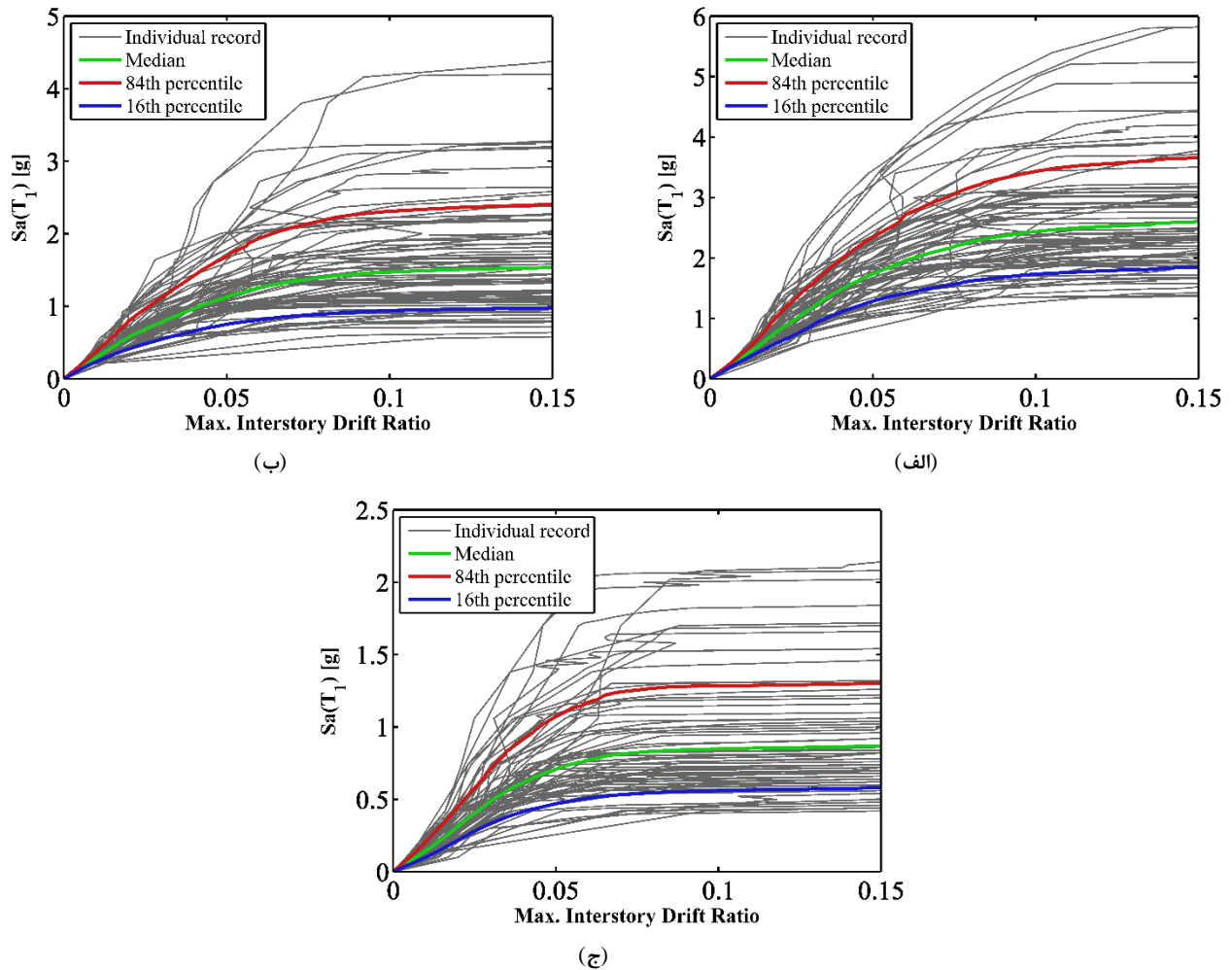


شکل ۲: نمایش شماتیک مدلسازی سازه‌ها.

پس از مدلسازی، مقادیر ظرفیت فروریزش سازه‌های مورد بررسی با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی (IDA) [۲۴] بدست آمد. به منظور انجام IDA، ۶۷ رکورد زلزله استفاده شده توسط یخچالیان و همکاران [۲۵] مورد استفاده قرار گرفت. $Sa(T_1)$ به عنوان سنجه شدت برای انجام IDA استفاده شد و حداکثر دررفت بین طبقه‌ای نیز به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی (EDP) در نظر گرفته شد. حداکثر دررفت بین طبقه‌ای متناظر با فروریزش سازه برابر با 0.15 تعیین شد. در هر مرحله از IDA مقدار $Sa(T_1)$ رکورد زلزله افزایش می یابد تا فروریزش سازه رخ دهد. با استفاده از مقادیر $Sa(T_1)$ متناظر با فروریزش سازه، $Sa(T_1)_{col}$ می توان مقدار سایر سنجه‌های شدت اسکالر متناظر با فروریزش، IM_{col} ، را به صورت زیر محاسبه نمود:

$$IM_{col} = IM_{un-scaled} \cdot \frac{Sa(T_1)_{col}}{Sa(T_1)_{un-scaled}} \quad (1)$$

در رابطه فوق $Sa(T_1)_{un-scaled}$ و $IM_{un-scaled}$ به ترتیب مقادیر $Sa(T_1)$ و سایر سنجه‌های شدت برای هر یک از رکوردهای زلزله در حالت مقیاس نشده می‌باشند. در شکل ۳ منحنی‌های IDA برای سازه‌های در نظر گرفته شده نشان داده شده است.



شکل ۳: منحنی‌های IDA بدست آمده با استفاده از ۶۷ رکورد زلزله برای سازه‌های الف) ۳ طبقه، ب) ۶ طبقه و ج) ۹ طبقه.

۴- بررسی کارایی سنجه‌های شدت اسکالر برای پیش‌بینی ظرفیت فروریزش

کارایی بیانگر توانایی یک سنجه شدت برای پیش‌بینی پاسخ و یا ظرفیت فروریزش سازه می‌باشد. به عبارت دیگر، یک سنجه شدت کارا سنجه شدتی است که پاسخ و یا ظرفیت فروریزش سازه را در مقایسه با سایر سنجه‌های شدت با پراکندگی کمتری پیش‌بینی کند. شاخص ارزیابی کارایی سنجه‌های شدت اسکالر در پیش‌بینی ظرفیت فروریزش، مقدار انحراف معیار لگاریتم طبیعی IM_{col} می‌باشد. هر چه $\sigma_{lnIMcol}$ کمتر باشد، سنجه شدت کارایی بیشتری دارد و بالعکس.

در جدول ۳ مقادیر $\sigma_{lnIMcol}$ بدست آمده برای سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه با استفاده از سنجه‌های شدت مورد بررسی ارائه شده است. به منظور مقایسه بهتر نتایج، مقادیر $\sigma_{lnIMcol}$ کوچکتر از ۰٫۳ پر رنگ شده‌اند. همان طور که مشاهده می‌شود سنجه شدت Sa_{ave} در تمام سازه‌ها بیشترین کارایی را دارا می‌باشد. همچنین مقادیر $\sigma_{lnIMcol}$ سنجه‌های شدت IM_C و Sa_{ave} در همه سازه‌ها کوچکتر از ۰٫۳ بوده و این

سنجه‌های شدت نسبت به سایر سنجه‌های شدت کارایی بیشتری در پیش‌بینی ظرفیت فروریزش سازه‌ها داشته‌اند. لازم به ذکر است که سنجه‌های شدت VSI ، FI و I_{Np} نیز در مقایسه با بقیه سنجه‌های شدت عملکرد بهتری داشته‌اند.

جدول ۳: نتایج بررسی کارایی سنجه‌های شدت به منظور ارزیابی ظرفیت فروریزش سازه‌ها

	۳ طبقه	۶ طبقه	۹ طبقه
IM			
PGA	۰,۵۷	۰,۶	۰,۶۸
AI	۰,۸۳	۰,۹	۱,۰۵
Ic	۰,۶۷	۰,۷۵	۰,۸۶
CAV	۰,۴۱	۰,۳۹	۰,۴۵
PGV	۰,۳۲	۰,۳۴	۰,۳۹
FI	۰,۳۱	۰,۲۸	۰,۳۲
CAD	۰,۴۷	۰,۳۷	۰,۳۴
SED	۰,۶۴	۰,۵۴	۰,۵۵
PGD	۰,۵۵	۰,۵۲	۰,۴۷
CAI	۰,۸۵	۰,۷۷	۰,۷۲
$Sa(T_i)$	۰,۳۴	۰,۴۵	۰,۴۱
ASI	۰,۶۱	۰,۶۵	۰,۷۳
VSI	۰,۲۶	۰,۳۲	۰,۴۱
DSI	۰,۴۵	۰,۳۵	۰,۳
IM_c	۰,۲۶	۰,۲۹	۰,۲۹
I_{Np}	۰,۲۷	۰,۳۶	۰,۳۲
Sa_{ave}	۰,۲۵	۰,۲۴	۰,۲۶

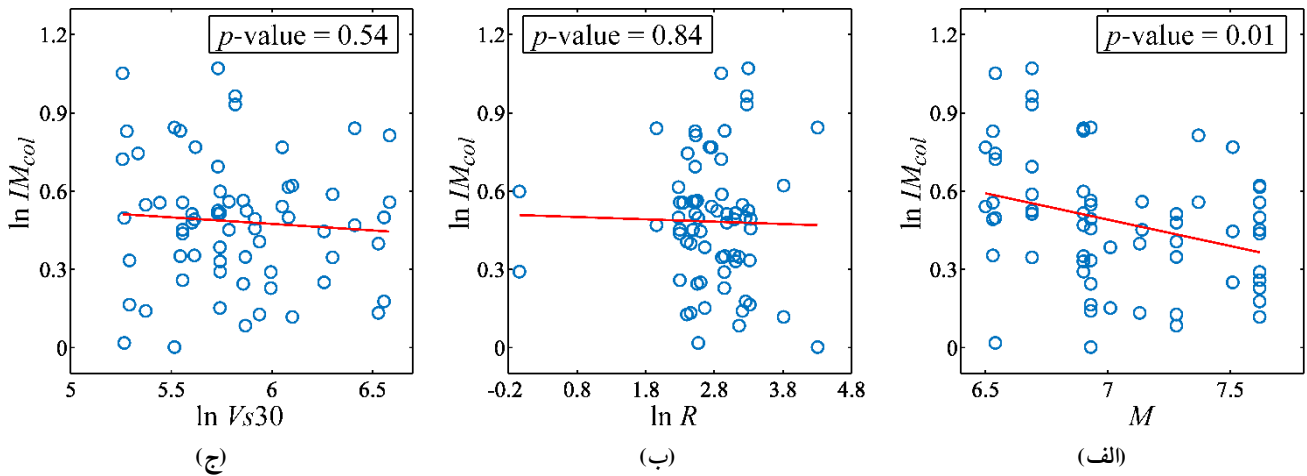
۵- بررسی کفایت سنجه‌های شدت اسکالر برای پیش‌بینی ظرفیت فروریزش

استفاده از یک سنجه شدت دارای ویژگی کفایت برای پیش‌بینی پاسخ و یا ظرفیت فروریزش سازه، باعث می‌شود که نتایج بدست آمده با استفاده از آن سنجه شدت تنها به مقادیر سنجه شدت وابسته باشد و به سایر ویژگی‌های زلزله که در تحلیل خطر لرزه‌ای استفاده می‌شوند مانند بزرگا (M)، فاصله از گسل (R) و متوسط سرعت موج برشی در ۳۰ متر بالایی خاک ($Vs30$)، وابسته نباشد. با فرض توزیع نرمال لگاریتمی برای مقادیر IM_{col} کفایت یک سنجه شدت اسکالر برای پیش‌بینی ظرفیت فروریزش سازه با استفاده از رگرسیون خطی بین مقادیر $\ln IM_{col}$ و ویژگی‌های زلزله بررسی می‌شود. رگرسیون خطی را می‌توان به صورت زیر در نظر گرفت:

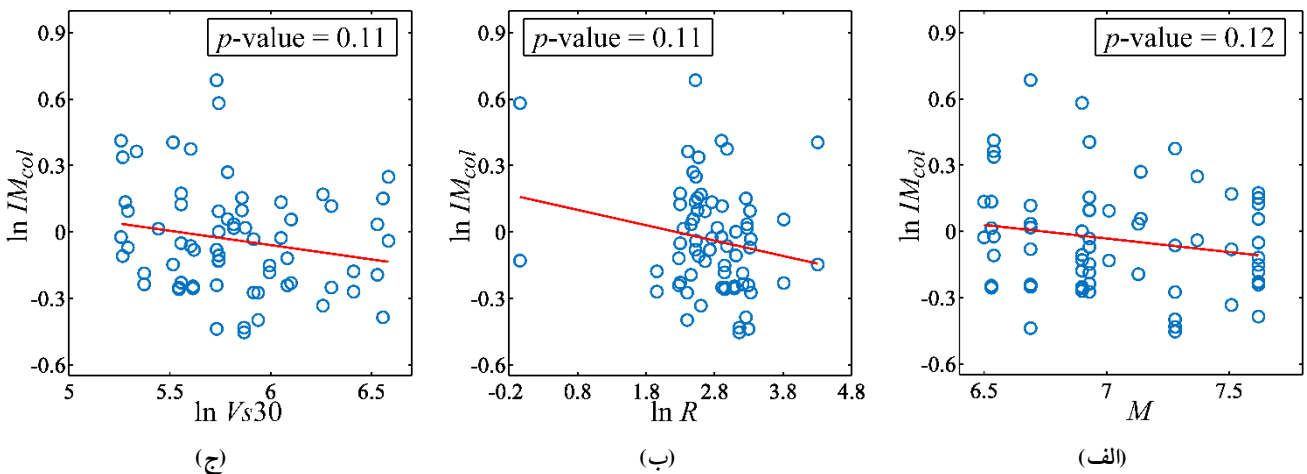
$$E[\ln IM_{col}] = a_0 + a_1(X) \quad (2)$$

در رابطه فوق $E[\ln IM_{col}]$ میانگین مقادیر $\ln IM_{col}$ و ضرایب a_0 و a_1 ضرایب رگرسیون خطی و X یکی از ویژگی‌های زلزله می‌باشد. با توجه به نرمال بودن توزیع مقادیر M و لگاریتم طبیعی مقادیر R و $Vs30$ ، در بررسی کفایت سنجه‌های شدت مقادیر M ، $\ln R$ و $\ln Vs30$ جایگزین X در رابطه (۲) می‌شوند. برای بررسی وابستگی مقادیر $\ln IM_{col}$ نسبت به مقادیر X ، و با توجه به اینکه رگرسیون خطی بر اساس تعداد محدودی از داده‌ها انجام می‌شود، لازم است که اهمیت آماری پارامتر a_1 که بیان‌کننده وابستگی نتایج به پارامتر X می‌باشد، با استفاده از آزمون‌های آماری مانند آزمون F -test بررسی شود. نتیجه آزمون F -test مقدار p -value است. در صورتی که مقدار p -value کوچکتر از ۰,۰۵ باشد ظرفیت فروریزش سازه به پارامتر مورد بررسی وابسته است و در نتیجه سنجه شدت مورد نظر دارای کفایت مناسب نمی‌باشد، و در صورتی که مقدار p -value برابر با و بزرگتر از ۰,۰۵ باشد ظرفیت فروریزش سازه به پارامتر مورد بررسی وابسته نمی‌باشد و سنجه شدت مورد نظر دارای کفایت مناسب می‌باشد. در شکل‌های ۴ تا ۶ نتایج بررسی کفایت سنجه شدت Sa_{avg} نسبت به M ، R و $Vs30$ به ترتیب برای برای سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که سنجه شدت Sa_{avg} در هر سه سازه نسبت به R و

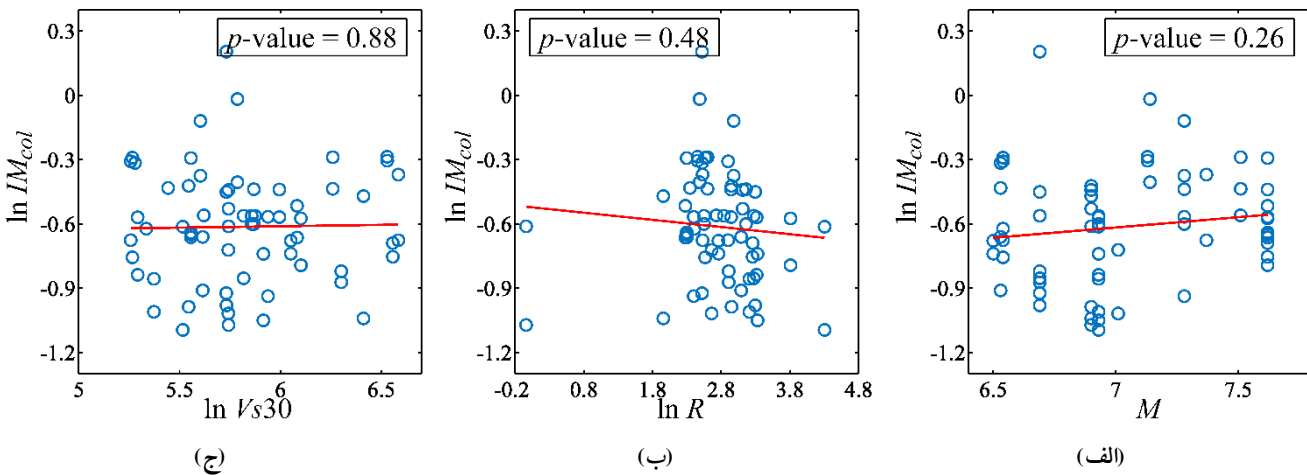
Vs30 از کفایت برخوردار می‌باشد. همچنین در بررسی کفایت این سنجه شدت نسبت به M ، مشاهده می‌شود که تنها در سازه ۳ طبقه کفایت تامین نشده است ولی در سازه‌های ۶ و ۹ طبقه سنجه شدت مورد نظر از کفایت نسبت به بزرگا برخوردار می‌باشد.



شکل ۴: بررسی کفایت سنجه شدت Saavg نسبت به الف) M ، ب) R و ج) Vs30 برای سازه ۳ طبقه.

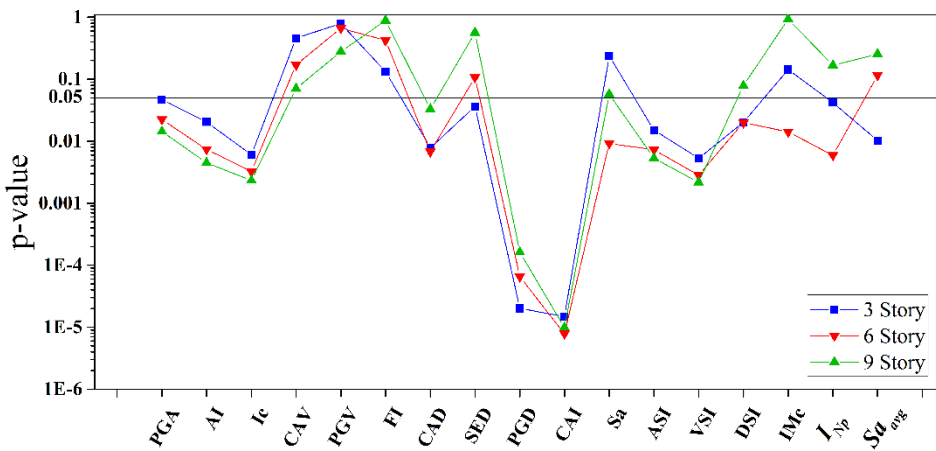


شکل ۵: بررسی کفایت سنجه شدت Saavg نسبت به الف) M ، ب) R و ج) Vs30 برای سازه ۶ طبقه.

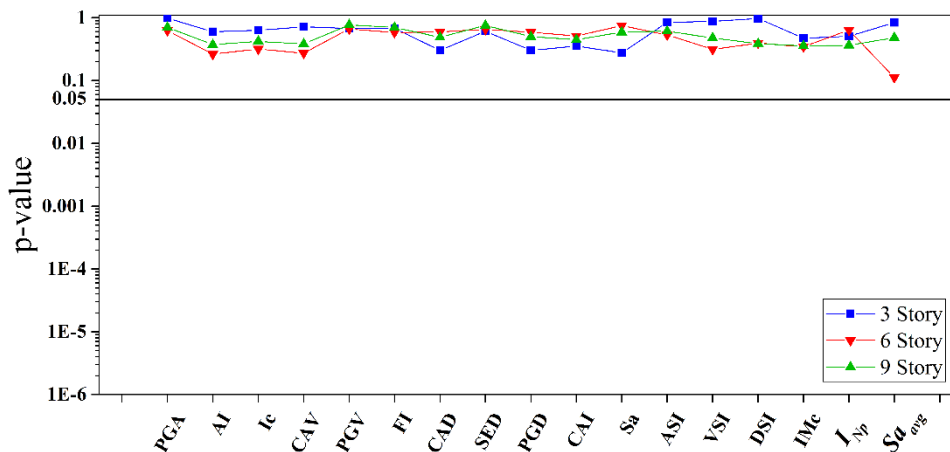


شکل ۶: بررسی کفایت سنجه شدت Saavg نسبت به الف) M ، ب) R و ج) Vs30 برای سازه ۹ طبقه.

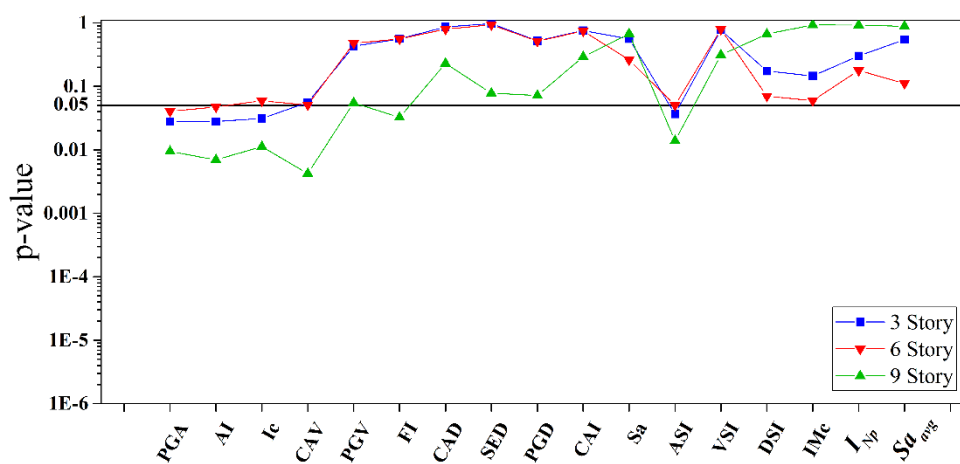
شکل ۷ نتایج ارزیابی کیفیت سنج‌های شدت مورد بررسی نسبت به M به منظور پیش‌بینی ظرفیت فروریزش سازه‌ها را نشان می‌دهد. تنها سنج‌های شدت CAV ، PGV و FI در هر سه سازه از کیفیت نسبت به M برخوردار می‌باشند. لازم به ذکر است از میان این سه سنج شدت، FI عملکرد مناسب‌تری در بحث کارایی داشته است. همچنین سنج‌های شدت IMC و Sa_{avg} که بیشترین کارایی را در میان سنج‌های شدت داشته‌اند، در بررسی کیفیت نسبت به M به ترتیب در سازه‌های ۶ و ۳ طبقه از کیفیت برخوردار نمی‌باشند. در شکل ۸ که نتیجه بررسی کیفیت سنج‌های شدت نسبت به R نشان داده شده است، مشاهده می‌شود که مقادیر p -value برای همه سازه‌ها بزرگتر از ۰.۰۵ می‌باشد و در نتیجه همه سنج‌ها در هر سه سازه از کیفیت نسبت به R برخوردار می‌باشند. نتایج بررسی کیفیت سنج‌های شدت نسبت به $Vs30$ برای سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه در شکل ۹ نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود سنج شدت FI که علاوه بر کارایی نسبتاً مناسب، از کیفیت نسبت به M و R برخوردار است، در سازه ۹ طبقه از کیفیت نسبت به $Vs30$ برخوردار نمی‌باشد. لازم به ذکر است که سنج‌های شدت IMC و Sa_{avg} در هر سه سازه از کیفیت نسبت به $Vs30$ برخوردار می‌باشند. قابل توجه است که تنها سنج شدت PGV ، که عملکرد قابل ملاحظه‌ای در بحث کارایی نداشته است، در تمامی سازه‌ها نسبت به M ، R و $Vs30$ از کیفیت برخوردار می‌باشد.



شکل ۷: نتایج بررسی کیفیت سنج‌های شدت نسبت به M به منظور ارزیابی ظرفیت فروریزش سازه‌ها.



شکل ۸: نتایج بررسی کیفیت سنج‌های شدت نسبت به R به منظور ارزیابی ظرفیت فروریزش سازه‌ها.



شکل ۹: نتایج بررسی کفایت سنج‌های شدت نسبت به Vs30 به منظور ارزیابی ظرفیت فروریزش سازه‌ها.

۶- بحث بر روی نتایج

مقایسه نتایج کارایی سنج شدت Sa_{avg} ، به عنوان کاراترین سنج شدت بررسی شده، با سنج شدت $Sa(T_1)$ ، به عنوان پرکاربردترین سنج شدت، نشان می‌دهد که انحراف معیار لگاریتمی مقادیر ظرفیت فروریزش، $\sigma_{lnIMcol}$ ، بدست آمده با استفاده از سنج شدت Sa_{avg} در سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب ۲۶، ۴۷ و ۳۷ درصد نسبت به انحراف معیار لگاریتمی مقادیر ظرفیت فروریزش بدست آمده با استفاده از سنج شدت $Sa(T_1)$ کاهش یافته است. این نتایج، با نتایج مطالعات سایر محققان که مقادیر پراکندگی ظرفیت فروریزش را به کمک سنج‌های شدتی که مبتنی بر میانگین‌گیری هندسی از مولفه‌های طیف شبه شتاب می‌باشند پیش‌بینی کرده‌اند، مطابقت دارد [۱۲، ۲۶ و ۲۷]. به عنوان مثال ایدس و همکاران [۱۲] نشان دادند که استفاده از سنج شدت Sa_{avg} میانگین انحراف معیار لگاریتمی مقادیر ظرفیت فروریزش سازه‌های ساده شده نماینده سیستم‌های قاب خمشی و دیوار برشی و سازه‌های واقعی با سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه را به ترتیب ۴۰، ۴۱ و ۵۴ درصد نسبت به سنج شدت $Sa(T_1)$ کاهش می‌دهد. نکته حائز اهمیت این است که به دلیل رفتار غیرخطی سازه در هنگام فروریزش، علاوه بر زمان تناوب مود اول سازه، سایر زمان تناوب‌های طیف پاسخ نیز اهمیت پیدا می‌کنند. سنج شدت Sa_{avg} به دلیل اینکه با میانگین‌گیری هندسی از طیف شبه شتاب در یک محدوده مشخص از زمان تناوب‌ها ($0.2T_1 - 3T_1$) محاسبه می‌شود، علاوه بر در نظر گرفتن اثر مودهای بالاتر سازه (محدوده پایین میانگین‌گیری هندسی)، اثر غیرخطی شدن سازه در نزدیکی فروریزش (محدوده بالای میانگین‌گیری هندسی) را نیز در نظر می‌گیرد، و در نتیجه اطلاعات بیشتری از حرکت زمین را در مقایسه با $Sa(T_1)$ شامل می‌شود.

با توجه به نتایج بدست آمده در این تحقیق می‌توان گفت که علاوه بر سنج شدت Sa_{avg} که بهترین کارایی را دارد سنج‌های شدت VSI و FI هم از لحاظ کارایی در مقایسه با سنج شدت معمول $Sa(T_1)$ عملکرد قابل قبولی در پیش‌بینی ظرفیت فروریزش سازه‌های مورد نظر داشته‌اند. دلیل عملکرد نسبتاً مناسب دو سنج شدت IMC و INp در نظر گرفتن شکل طیف در محدوده زمان تناوب‌هایی است که سازه در اثر غیرخطی شدن، که منجر به افزایش زمان تناوب مود اول سازه می‌شود، تحت تاثیر آن قرار می‌گیرد. دلیل عملکرد ضعیف‌تر این دو سنج شدت در مقایسه با سنج شدت Sa_{avg} را می‌توان در عدم لحاظ کردن شکل طیف در محدوده زمان تناوب‌های مودهای بالاتر جستجو کرد. دلیل عملکرد مناسب سنج‌های شدت PGV و VSI در مقایسه با سنج شدت $Sa(T_1)$ را می‌توان در این نکته جستجو کرد که این سنج‌های شدت نماینده شدت حرکات زمین در محدوده زمان تناوب‌های متوسط می‌باشند، و زمان تناوب مود اول سازه‌های خمشی کوتاه تا میان مرتبه نیز در محدوده زمان تناوب‌های متوسط قرار می‌گیرد. لازم به ذکر است که سنج شدت FI که علاوه بر PGV مدت زمان حرکات شدید زمین را نیز شامل می‌شود از لحاظ کارایی عملکرد بهتری در مقایسه با PGV دارد.

۷- نتیجه گیری

در این مطالعه عملکرد تعدادی از سنجه‌های شدت اسکالر رایج در ادبیات فنی برای پیش‌بینی ظرفیت فروریزش سه سازه فولادی ۳، ۶ و ۹ طبقه با سیستم قاب خمشی ویژه با زمان تناوب‌های به ترتیب ۰،۹۵، ۱،۳۲ و ۲،۰۸ ثانیه بررسی شد. عملکرد سنجه‌های شدت با بررسی کارایی (جدول ۳) و کفایت آنها نسبت به M (شکل ۷)، R (شکل ۸) و Vs30 (شکل ۹) مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج بررسی کارایی سنجه‌های شدت نشان داد که سنجه‌های IMC و Saavg، که بر اساس شکل طیف پاسخ بدست آمده‌اند، نسبت به سایر سنجه‌های شدت عملکرد بهتری داشته‌اند. سنجه شدت Saavg که بیانگر میانگین موله‌های طیف پاسخ در محدوده زمان تناوب‌های ۰،۲ الی ۳ برابر زمان تناوب مود اول سازه است، نسبت به سایر سنجه‌های شدت بیشترین کارایی و یا به عبارت دیگر کمترین پراکندگی پیش‌بینی ظرفیت فروریزش را در هر سه سازه دارد (در سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب مقادیر ۰،۲۵، ۰،۲۴ و ۰،۲۶). نتیجه بررسی کفایت سنجه‌های شدت نشان داد که تنها سنجه شدت PGV در تمامی سازه‌ها از کفایت نسبت به M، R و Vs30 برخوردار می‌باشد. لازم به ذکر است که سنجه شدت Saavg که بیشترین کارایی را داشته است، تنها در یک سازه از کفایت نسبت به M برخوردار نمی‌باشد. در نهایت با توجه به عملکرد مناسب‌تر سنجه شدت Saavg نسبت به سایر سنجه‌های شدت در بحث کارایی و عملکرد نسبتاً مناسب این سنجه شدت در بحث کفایت، استفاده از سنجه شدت اسکالر Saavg برای پیش‌بینی ظرفیت فروریزش سازه‌های فولادی کوتاه تا میان مرتبه با سیستم قاب خمشی ویژه منجر به نتایج قابل اطمینان‌تری در مقایسه با استفاده از سایر سنجه‌های شدت می‌شود.

مراجع

- [1] Wyllie, L. A. and Filson, J. R. (1989). Special supplement Armenia earthquake reconnaissance report. *Earthquake Spectra*, 1-175.
- [2] Ambraseys, N. N., Melville, C. P., & Adams, R. D. (2005). *The seismicity of Egypt, Arabia and the Red Sea: a historical review*. Cambridge University Press, 1-173.
- [3] Kircher, C. A., Reitherman, R. K., Whitman, R. V., & Arnold, C. (1997). Estimation of earthquake losses to buildings. *Earthquake spectra*, 13(4), 703-720.
- [4] Krawinkler, H. (2005). Van Nuys hotel building testbed report: exercising seismic performance assessment. PEER Report 2005/11. Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, CA.
- [5] Cornell, C. A., & Krawinkler, H. (2000). Progress and challenges in seismic performance assessment. *PEER Center News*, 3(2), 1-3.
- [6] Shome, N., & Cornell, C. A. (1999). Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures. PEER Report No. RMS-35, Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, CA.
- [7] Luco, N. (2002). Probabilistic seismic demand analysis, SMRF connection fractures, and near-source effects. Ph.D. thesis, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, California.
- [8] Kramer, S. L., & Mitchell, R. A. (2006). Ground motion intensity measures for liquefaction hazard evaluation. *Earthquake Spectra*, 22(2), 413-438.
- [9] Shome, N., Cornell, C. A., Bazzurro, P., & Carballo, J. E. (1998). Earthquakes, records, and nonlinear responses. *Earthquake Spectra*, 14(3), 469-500.
- [10] Cordova, P. P., Deierlein, G. G., Mehanny, S. S., & Cornell, C. A. (2000, September). Development of a two-parameter seismic intensity measure and probabilistic assessment procedure. In: *The Second US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures*. Japan, 187-206.
- [11] Bojórquez, E., & Iervolino, I. (2011). Spectral shape proxies and nonlinear structural response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(7), 996-1008.
- [12] Eads, L., Miranda, E., & Lignos, D. G. (2015). Average spectral acceleration as an intensity measure for collapse risk assessment. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(12), 2057-2073.
- [13] Arias, A. (1970). A measure of earthquake intensity. In: *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, (R J Hansen, ed.), Cambridge, MA: MIT Press, 438-483.
- [14] Park, Y. J., Ang, A. H. S., & Wen, Y. K. (1985). Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering*, 111(4), 740-757.
- [15] Benjamin, J. R. (1988). A Criterion for Determining Exceedances of the Operating Basis Earthquake. EPRI Report NP-5930. Electric Power Research Institute, Palo Alto.
- [16] Fajfar, P., Vidic, T., & Fischinger, M. (1990). A measure of earthquake motion capacity to damage medium-period structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 9(5), 236-242.

- [17] Mackie, K., & Stojadinovic, B. (2003). Seismic demands for performance-based design of bridges. PEER Report 2003/16. Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, CA.
- [18] Von Thun, J., Roehm, L., Scott, G., & Wilson, J. (1998). Earthquake ground motions for design and analysis of dams. In: Earthquake Engineering and Soil Dynamics II—Recent Advances in Ground-Motion Evaluation. New York: ASCE, 463–481.
- [19] Housner, G. W. (1952). Spectrum intensities of strong motion earthquakes. In Proceedings of the symposium on earthquake and blast effects on structures. Earthquake Engineering Research Institute.
- [20] Bradley, B. A. (2011). Empirical equations for the prediction of displacement spectrum intensity and its correlation with other intensity measures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(8), 1182-1191.
- [21] Krawinkler, H. (2000). State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking. Report no. FEMA-355C, SAC Joint Venture.
- [22] McKenna, F., Fenves, G. L., & Scott, M. H. (2000). Open system for earthquake engineering simulation. University of California, Berkeley, CA.
- [23] Lignos, D. G., & Krawinkler, H. (2010). Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *Journal of Structural Engineering*, 137(11), 1291-1302.
- [24] Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- [25] Yakhchalian, M., Ghodrati Amiri, G., & Nicknam, A. (2014). A new proxy for ground motion selection in seismic collapse assessment of tall buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 23(17), 1275-1293.
- [26] Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2005). Developing efficient scalar and vector intensity measures for IDA capacity estimation by incorporating elastic spectral shape information. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 34(13), 1573-1600.
- [27] Tsantaki, S., Jäger, C., & Adam, C. (2012). Improved seismic collapse prediction of inelastic simple systems vulnerable to the P-delta effect based on average spectral acceleration. In 15th World Conference on Earthquake Engineering. Lisbon, Portugal.