Archive of SID

مطالعه‌ی دقت پاسخ‌های سازه‌ای ساختمان‌ها با استفاده از مقیاس‌های شدت زمین‌لرزه‌ی اسکالر پیشرفته

عبدالرحیم جلالی*[۱] و آرش اکبری‌حامد [۲]
[۱] استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز
[۲] فارغ‌التحصیل کارشناسی ارشد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

چکیده

مقیاس شدت زمین‌لرزه یکی از مشخصه‌های شتاب‌نگاشت‌ها می‌باشد که شدت یک زلزله را تعیین می‌کند. در این پژوهش دو نوع از مقیاس‌های شدت زمین‌لرزه‌ی اسکالر ارزیابی می‌شوند: تغییر مکان طیفی غیرارتجاعی (S_{di}) و تغییر مکان طیفی غیرارتجاعی با ضریب مد بالاتر ($IM_{1I\&2E}$). این مقیاس‌ها برای ارزیابی عملکرد سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های معمولی و نزدیک گسل مورد استفاده قرار می‌گیرند. همچنین می‌توان این مقیاس‌ها را به عنوان ضریب مقیاسی برای شتاب‌نگاشت‌ها مورد استفاده قرار داد. برای ارزیابی دقت پاسخ‌های محاسبه شده‌ی ساختمان‌ها تحت اثر زمین لرزه‌های نزدیک گسل، از دو پارامتر "کفایت" و "کارآیی" استفاده می‌شود. هدف اصلی این مطالعه بررسی کارآیی و کفایت این مقیاس‌ها نسبت به پارامترهای نزدیک گسل، بزرگی زلزله و فاصله تا گسل برای مدل‌های ساختمانی با سیستم‌های دوگانه و خمشی فولادی و بتنی ۳، ۹ و ۲۰ طبقه می‌باشد. رکوردهای نزدیک گسل انتخاب شده در جهت عمود بر گسل دوران داده می‌شوند. سپس مدل‌های دو بعدی با استفاده از روش تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی تحلیل می‌شوند. در این پژوهش، نسبت تغییر مکان نسبی به ارتفاع طبقه بیشینه به عنوان پاسخ سازه‌ای در نظر گرفته می‌شود. پس از محاسبه‌ی مقیاس‌های شدت زمین‌لرزه، برای ارزیابی کارآیی و کفایت آن‌ها به ترتیب از انحراف معیار پس‌ماندها و پارامتری به اسم p-value، که از تحلیل رگرسیون نتیجه می‌شوند، استفاده می‌شود. نتایج نشان‌دهنده‌ی این مطلب است که برای افزایش دقت، این مقیاس‌ها باید با پارامتر دیگری مورد استفاده قرار بگیرند.

واژگان کلیدی: عملکرد، کارآیی، کفایت، مقیاس شدت زمین‌لرزه‌ی اسکالر پیشرفته، زمین‌لرزه‌ی نزدیک گسل.

۱- مقدمه

مقیاس‌های شدت زمین‌لرزه در ارزیابی عملکرد سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. همچنین برای انجام تحلیل‌های دینامیکی نموی می‌توان IMها را به عنوان ضریب مقیاسی برای شتاب‌نگاشت‌های ثبت شده مورد استفاده قرار داد. در سال‌های اخیر آن‌چه که در تهیه‌ی آیین‌نامه‌های لرزه‌ای برای طراحی بر اساس سطح عملکرد مورد توجه قرار گرفته است، برنامه‌ای برای محاسبه‌ی متوسط فرکانس سالانه‌ی تجاوز از حالت حدی مشخص (حالت حدی فروریختگی)، برای سازه‌ای در یک منطقه است. با توجه به تئوری کلی احتمالات [۱] و با معرفی دو متغیر میانی، ارزیابی‌های مورد نظر به صورت ساده و مطابق رابطه‌ی ریاضی (۱) بیان می‌شوند:

۱) پاسخ سازه‌ای مورد نیاز مانند تغییر مکان جانبی نسبی،

۲) مقیاس شدت زمین‌لرزه مانند شتاب زمین بیشینه و یا شبه شتاب طیفی

$$\lambda[LS]=\iint_{DM,IM} G[LS\mid DM]\left|dG[DM\mid IM]\right|\left|d\lambda[IM]\right| \qquad (۱)$$

می‌توان متوسط فرکانس سالانه‌ی تجاوز از حالت حدی را که با $\lambda[LS]$ نشان داده می‌شود، به عنوان مثال برای بررسی کفایت طراحی یا نیاز به مقاوم‌سازی به کار برد. در رابطه‌ی فوق، $G[LS\mid DM]$ نشان‌دهنده‌ی احتمال تجاوز مقدار پاسخ سازه‌ای از یک حالت حدی معین می‌باشد. عبارت $G[DM\mid IM]$ بیان‌کننده‌ی احتمال تجاوز از هر مقدار پاسخ سازه‌ای به شرط یک مقدار مقیاس شدت زمین‌لرزه می‌باشد. این مقدار معمولاً با استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه‌ای تحت اثر یک سری رکوردهای زمین‌لرزه تخمین زده می‌شود. در نهایت، $\lambda[IM]$ بیان‌کننده‌ی متوسط فرکانس سالانه‌ی تجاوز از هر مقدار مقیاس شدت زمین‌لرزه می‌باشد که از تحلیل خطر لرزه‌ای حاصل می‌شود. بنابر این، IMها به عنوان یک رابط بین تحلیل‌های خطر لرزه‌ای احتمالی و تحلیل‌های سازه‌ای عمل می‌کنند.

* نویسنده مسئول
دریافت ۹۰/۹/۱ پذیرش ۹۱/۴/۵
www.SID.ir

Archive of SID

مقیاس‌های شدت زمین‌لرزه به دو دسته تقسیم‌بندی شده‌اند:

۱) اسکالر یا تک‌پارامتری،

۲) برداری یا دو پارامتری

*IM*های مرسوم، شتاب حداکثر زمین و یا شبه شتاب در یک دوره‌ی تناوب بودند؛ اما مطالعات اخیر حکایت از عدم کفایت و کارآیی این دو نوع مقیاس برای برخی سازه‌ها دارند [۲]. در میان *IM*های مخصوص سازه نظیر $IM_{1E}=\left|PF_1^{[1]}\right|S_a(T_1,\zeta_1)$ (که در آن جمله اول ضریب مشارکت مد اول سازه در تخمین $\theta_{\max}$ و جمله دوم تغییرمکان طیفی مد اول سازه برای زمین‌لرزه است)؛ $IM_{1I}=\left|PF_1^{[1]}\right|S_a^I(T_1,\zeta_1,d_y)$ (که در آن جمله دوم طیف تغییر مکان غیرارتجاعی است)؛

$$IM_{1E\&2E}=\sqrt{\left[PF_1^{[2]}S_a(T_1,\zeta_1)\right]^2+\left[PF_2^{[2]}S_a(T_2,\zeta_2)\right]^2}\quad ،$$

$$IM_{1I\&2E}=\frac{S_a^I(T_1,\zeta_1,d_y)}{S_a(T_1,\zeta_1)}IM_{1E\&2E}\quad ،$$

$$IM_{1eq}=\left|PF_1^{[1]}\right|S_a^{eq}(T_1,\zeta_1,d_y)$$

(که در آن جمله دوم طیف تغییر مکان نوسان‌گر یک درجه‌ی آزادی معادل است) و $IM_{1eff}=\sqrt{\frac{S_a(2T_1,\zeta_1)}{2S_a(T_1,\zeta_1)}}IM_{1E}$. نشان داده شده است که برای سازه‌های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه‌ی فولادی تحت اثر هر دو دسته زلزله‌های نزدیک گسل و عادی، مقیاس $IM_{1I\&2E}$ کفایت و کارآیی لازم را تأمین می‌کنند [۳ و ۴]. همچنین *IM*های پیشرفته (تغییر مکان طیفی غیرارتجاعی، S_{di}، و تغییر مکان طیفی غیرارتجاعی با ضریب مد بالاتر، $IM_{1I\&2E}$) نیز مطالعه شده و مدل‌های پیش‌بینی زمین‌لرزه‌ی مربوطه ایجاد شده‌اند [۵ و ۶]. برای افزایش دقت *IM*ها در ارزیابی عملکرد و قابلیت اعتماد سازه‌ها، *IM*های برداری که شامل دو پارامتر $S_a(T_1)$ و ε یا $R_{T_1\&T_2}=S_a(T_2)/S_a(T_1)$ هستند، تعریف شده‌اند [۷-۱۱] . تأثیر استفاده از *IM*ها در کاهش تعداد شتاب‌نگاشت‌های لازم برای بررسی قابلیت اعتماد سازه‌ها نیز مورد مطالعه قرار گرفته‌اند [۱۲].

با توجه به این که مطالعات محدودی به بررسی ساختمان‌های بتنی و سیستم‌های مختلف سازه‌ای پرداخته‌اند، مقاله‌ی حاضر با توجه به دو مفهوم کفایت و کارآیی، و با در نظر گرفتن نسبت تغییر مکان نسبی به ارتفاع طبقه بیشینه ($\theta_{\max}$) به عنوان پاسخ سازه‌ای، به ارزیابی *IM*های پیشرفته در مورد مدل‌های ساختمانی فولادی و بتنی با سیستم‌های مختلف سازه‌ای تحت اثر زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل می‌پردازد.

۲- مدل‌های ساختمانی

مدل‌های ساختمانی ارزیابی شده در این مقاله عبارتند از:

۱) ساختمان ۳ طبقه‌ی بتنی با سیستم دوگانه،

۲) ساختمان ۳ طبقه‌ی بتنی با سیستم خمشی،

۳) ساختمان ۳ طبقه‌ی فولادی با سیستم دوگانه،

۴) ساختمان ۳ طبقه‌ی فولادی با سیستم خمشی،

۵) ساختمان ۹ طبقه‌ی بتنی با سیستم دوگانه،

۶) ساختمان ۹ طبقه‌ی بتنی با سیستم خمشی،

۷) ساختمان ۹ طبقه‌ی فولادی با سیستم دوگانه،

۸) ساختمان ۹ طبقه‌ی فولادی با سیستم خمشی،

۹) ساختمان ۲۰ طبقه‌ی بتنی با سیستم خمشی،

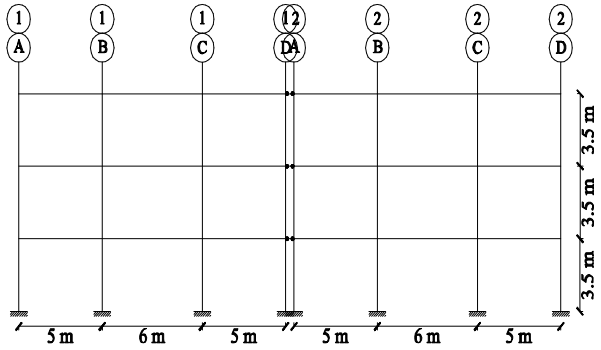
۱۰) ساختمان ۲۰ طبقه‌ی فولادی با سیستم خمشی.

لازم به توضیح است که در مدل‌های ساختمانی فولادی و بتنی با سیستم دوگانه، به ترتیب مهاربندها و دیوارهای برشی در دهانه وسط قاب‌های پیرامونی قرار گرفته و همه قاب‌ها برای بارهای ثقلی و جانبی طراحی شده‌اند. این ساختمان‌ها برای شرایط منطقه‌ی لوس‌آنجلس، به صورت قاب‌های ویژه و با استفاده از آیین‌نامه‌های ACI318/05-IBC2003 (برای سازه‌های بتنی) و AISC-ASD360/05-IBC2006 (برای سازه‌های فولادی) توسط نرم‌افزار ETABS V.9.5 طراحی می‌شوند.

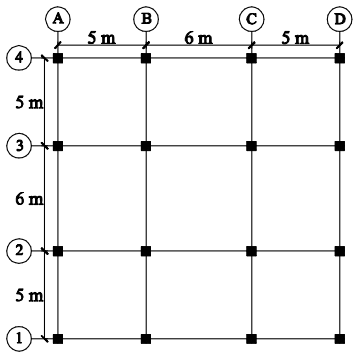
برای بررسی اثرات رکوردهای نزدیک گسل و انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (پوش‌اور) و تاریخچه‌ی زمانی دینامیکی غیرخطی با در نظر گرفتن اثرات $P-\Delta$، از روش انتگرال‌گیری مستقیم نرم‌افزار SAP2000 V.14 استفاده می‌شود. با توجه به این فرض که کف ساختمان‌های در نظر گرفته شده صلب بوده و ساختمان‌ها کاملاً منظم و متقارن هستند، بنابر این می‌توان برای کاهش درجات آزادی مدل دو بعدی آن‌ها را به صورت محور به محور در نظر گرفت. از هر ساختمان دو قاب در نظر گرفته می‌شوند که این قاب‌ها در کف طبقات با لینک‌های صلب دو سر مفصل به همدیگر متصل شده‌اند (شکل (۱)). در دو انتهای تیرها، ستون‌ها و بادبندها به ترتیب از مفصل پلاستیک خمشی M3، اندرکنشی P-M3 و محوری P استفاده می‌شود. در مدل‌های بتنی، آرماتورهای طولی و عرضی نیز مدل می‌شوند. همچنین در ساختمان‌های ۳ و ۹ طبقه‌ی ویژه‌ی بتنی با سیستم دوگانه، دیوار برشی به صورت یک ستون منطبق بر محور مرکزی دیوار برشی در نظر گرفته شده و در دو انتهای آن نیز مفصل پلاستیک اندرکنشی P-M3 قرار داده می‌شود.

www.SID.ir

Archive of SID



(الف)



(ب)

شکل ۱- الف) مدل دو بعدی برای تحلیل تاریخچه‌ی زمانی با استفاده از SAP2000، ب) پلان طبقات مدل‌های ساختمانی

پس از اختصاص مفاصل پلاستیک، مشخصات آن‌ها با انتخاب گزینه‌ی Auto توسط خود نرم‌افزار بر اساس آیین‌نامه‌ی FEMA356 محاسبه می‌شود.

با توجه به این‌که کف این مدل‌ها به صورت دیافراگم‌های صلب در نظر گرفته می‌شوند، بنابراین درجات آزادی هر کدام از آن‌ها برابر تعداد کف‌ها خواهد بود. همچنین میرایی متناسب با جرم و سختی (ریلی) با نسبت میرایی ٪۵ برای مد اصلی هر مدل و T=0.10s برای ساختمان ۳ طبقه‌ی ویژه‌ی بتنی با سیستم دوگانه، T=0.33s برای ساختمان ۳ طبقه‌ی ویژه‌ی بتنی با سیستم خمشی، T=0.14s برای ساختمان ۳ طبقه‌ی ویژه‌ی فولادی با سیستم دوگانه، T=0.43s برای ساختمان ۳ طبقه‌ی ویژه‌ی فولادی با سیستم خمشی، T=0.23s برای ساختمان ۹ طبقه‌ی ویژه‌ی بتنی با سیستم دوگانه، T=0.44s برای ساختمان ۹ طبقه‌ی ویژه‌ی بتنی با سیستم خمشی، T=0.24s برای ساختمان ۹ طبقه‌ی ویژه‌ی فولادی با سیستم دوگانه، T=0.67s برای ساختمان ۹ طبقه‌ی ویژه‌ی فولادی با سیستم خمشی، T=0.48s برای ساختمان ۲۰ طبقه‌ی ویژه‌ی بتنی با سیستم خمشی و T=0.95s برای ساختمان ۲۰ طبقه‌ی ویژه‌ی فولادی با سیستم خمشی در نظر گرفته می‌شود. مقادیر T مذکور معادل با دوره‌ی تناوبی است که در آن مجموع جرم‌های مؤثر برابر ٪۹۰ جرم کل سازه است. با استفاده از تحلیل پوش‌اور با الگوی بارگذاری مد اول، تغییرمکان تسلیم (d_y)، برش پایه‌ی تسلیم (V_y) و سختی اولیه سازه‌ای (K) مدل‌های ساختمانی محاسبه می‌شوند (جدول (۱)).

جدول ۱- نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌اور و دوره‌ی تناوب اصلی مدل‌های ساختمانی

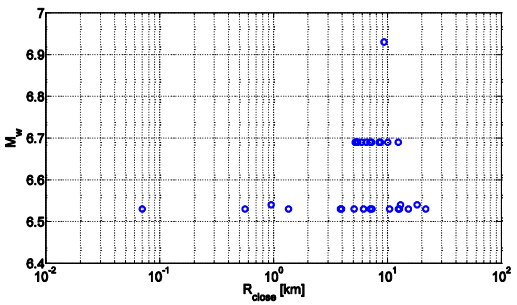
مدل‌های ساختمانی	T_1 [s]	d_y [m]	V_y [N]	K [N/m]
ساختمان ۳ طبقه‌ی ویژه‌ی بتنی با سیستم دوگانه	۰/۲۲	۱/۲۳×۱۰$^{-۲}$	۱/۲۷×۱۰^{۶}	۱/۰۳×۱۰^{۸}
ساختمان ۳ طبقه‌ی ویژه‌ی بتنی با سیستم خمشی	۰/۴۵	۶/۰۰×۱۰$^{-۲}$	۱/۸۳×۱۰^{۶}	۳/۰۴×۱۰^{۷}
ساختمان ۳ طبقه‌ی ویژه‌ی فولادی با سیستم دوگانه	۰/۲۰	۱/۷۴×۱۰$^{-۲}$	۱/۹۷×۱۰^{۶}	۱/۱۳×۱۰^{۸}
ساختمان ۳ طبقه‌ی ویژه‌ی فولادی با سیستم خمشی	۰/۶۰	۱/۶۶×۱۰$^{-۱}$	۲/۲۲×۱۰^{۶}	۱/۳۴×۱۰^{۷}
ساختمان ۹ طبقه‌ی ویژه‌ی بتنی با سیستم دوگانه	۰/۸۷	۳/۱۲×۱۰$^{-۱}$	۴/۷۳×۱۰^{۶}	۱/۵۲×۱۰^{۷}
ساختمان ۹ طبقه‌ی ویژه‌ی بتنی با سیستم خمشی	۱/۰۴	۱/۴۶×۱۰$^{-۱}$	۳/۳۴×۱۰^{۶}	۲/۳۰×۱۰^{۷}
ساختمان ۹ طبقه‌ی ویژه‌ی فولادی با سیستم دوگانه	۰/۶۶	۲/۲۰×۱۰$^{-۱}$	۶/۳۱×۱۰^{۶}	۲/۸۷×۱۰^{۷}
ساختمان ۹ طبقه‌ی ویژه‌ی فولادی با سیستم خمشی	۱/۳۴	۳/۱۲×۱۰$^{-۱}$	۲/۲۰×۱۰^{۶}	۷/۰۴×۱۰^{۶}
ساختمان ۲۰ طبقه‌ی ویژه‌ی بتنی با سیستم خمشی	۱/۸۹	۴/۵۷×۱۰$^{-۱}$	۵/۳۸×۱۰^{۶}	۱/۱۸×۱۰^{۷}
ساختمان ۲۰ طبقه‌ی ویژه‌ی فولادی با سیستم خمشی	۲/۷۰	۶/۳۷×۱۰$^{-۱}$	۲/۶۲×۱۰^{۶}	۴/۱۲×۱۰^{۶}

www.SID.ir

Archive of SID

۳- شتاب‌نگاشت‌های زمین لرزه‌های نزدیک گسل

در این مقاله مجموعه‌ای از ۳۱ رکورد زمین‌لرزه‌ی نزدیک گسل و دارای خاصیت رو به جلو[1] مطابق با جدول A-8 مرجع [۳] از پایگاه داده‌ای تارنمای PEER [۱۳] گردآوری شده‌اند. این رکوردها بر روی خاک سخت و یا خاک بسیار متراکم و سنگ نرم ثبت شده‌اند. در دوره‌های تناوب بزرگتر از ۰/۵ ثانیه، تفاوت‌های زیادی بین مؤلفه‌های عمود بر گسل و موازی با گسل زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل وجود دارد [۱۴]. این تفاوت‌ها می‌تواند اثرات زیادی بر پاسخ سازه‌ها داشته باشند؛ بنابر این در این پژوهش مؤلفه‌ی عمود بر گسل رکوردهای زمین‌لرزه در نظر گرفته می‌شود. برای این منظور با توجه به روش ذکر شده در منبع [۱۵]، ابتدا مؤلفه‌های افقی رکوردها انتخاب شده و سپس با توجه به مقادیر زاویه‌ی راستای گسل با شمال زمین‌لرزه‌ها و زاویه‌ی مؤلفه‌های افقی [۱۳ و ۱۶]، با استفاده از نرم‌افزار MATLAB 7.7.0.471، مؤلفه‌ی عمود بر گسل آن‌ها محاسبه می‌شوند. بزرگی زمین‌لرزه‌ها، M_w، از ۶/۵۳ تا ۶/۹۳ و نزدیک‌ترین فاصله تا گسیختگی آن‌ها، R_{close}، از ۰/۰۷ کیلومتر تا ۲۱/۶۸ کیلومتر متغیر است (شکل (۲)).



شکل ۲- دامنه‌ی بزرگی و فاصله‌ی رکوردهای زمین‌لرزه‌ی ضربه‌ای و نزدیک گسل

۴- روش‌ها

با توجه به نمادگذاری منابع [۳ و ۴]، به منظور انعکاس اثرات مشارکت دو مد در تعیین پاسخ و رفتار غیرخطی، مقیاس شدت زمین‌لرزه‌ی $IM_{1I\&2E}$ مطابق رابطه‌ی (۲) در نظر گرفته می‌شود.

$$IM_{1I\&2E} = \frac{S_{di}(T_1,\zeta_1,d_y)}{S_d(T_1,\zeta_1)} \times \sqrt{\left[PF_1^{[2]}S_d(T_1,\zeta_1)\right]^2+\left[PF_2^{[2]}S_d(T_2,\zeta_2)\right]^2} \quad (۲)$$

1- Forward-directivity

که در آن $PF_n^{[2]}$ بیانگر ضریب مشارکت مد n ام برای طبقه‌ای است که در آن $\theta_{\max}$ حاصل از دو مد اول و قانون مجذور مربعات ترکیب مدها اتفاق می‌افتد. مقادیر طیف تغییر مکان ارتجاعی و غیرارتجاعی برای یک سیستم یک درجه‌ی آزادی با استفاده از نرم‌افزار NONLIN V.7.05 محاسبه می‌شوند. همچنین نحوه‌ی محاسبه‌ی ضریب مشارکت مدی برای نسبت تغییر مکان نسبی به ارتفاع طبقه بیشینه ($\theta_{\max}$) نیز در منابع [۳ و ۴] ذکر شده‌اند.

با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی توسط نرم‌افزار SAP2000، مقادیر $\theta_{\max}$ برای هر مدل ساختمانی محاسبه می‌شوند. به منظور مطالعه‌ی ترازهای بالاتری از رفتارهای غیرخطی، تمامی شتاب‌نگاشت‌ها برای مدل‌های ۹ طبقه‌ی با سیستم دوگانه و همه‌ی مدل‌های ۳ طبقه، ۲ برابر می‌شوند؛ در صورتی که برای سایر مدل‌ها شتاب‌نگاشت‌ها بدون هیچ تغییری در نظر گرفته می‌شوند. بعد از انجام تحلیل‌های دینامیکی و محاسبه‌ی IMها، برای بررسی کفایت نسبت به هر یک از پارامترهای بزرگی زمین‌لرزه (M)، نزدیک‌ترین فاصله تا گسل (R_{close}) و پارامترهای خاصیت رو به جلو ($X\cos(\theta)$ یا $Y\cos(\phi)$، در صورتی که مکانیسم زلزله Strike Slip باشد از $X\cos(\theta)$ و در غیر این صورت $Y\cos(\phi)$ استفاده می‌شود [۱۷])، کارآیی و اریب مقیاس‌های شدت زمین‌لرزه نسبت به هر یک از مدل‌های ساختمانی، با استفاده از نرم‌افزار MATLAB تحلیل‌های رگرسیون خطی انجام می‌شوند.

۵- تئوری

براساس نمادگذاری و ایده‌های لوکو و کرنل [۳ و ۴]، برای ارزیابی کارآیی و یا کفایت IMها، رگرسیون تک پارامتری خطی لگاریتمی پاسخ سازه ($\theta_{\max}$) نسبت به IM استفاده می‌شود. مدل رگرسیونی در معادله‌ی (۳) ذکر شده است:

$$\theta_{\max} = a\cdot IM\cdot(\varepsilon\,|\,IM)$$
$$\Leftrightarrow \ln\left(\frac{\theta_{\max}}{IM}\right)=\ln(a)+\ln(\varepsilon\,|\,IM) \quad (۳)$$

که در آن a ضریبی است که مقدار آن محاسبه خواهد شد و $\varepsilon\,|\,IM$ نیز خطای تصادفی $\theta_{\max}$ برای یک IM مشخص است. مقیاس لگاریتمی به این دلیل استفاده شده است که در منبع [۲] مشاهده می‌شود که تغییرات $\theta_{\max}$ برای یک IM معین در محدوده‌ی مقادیر IM کاملاً یکنواخت است. به عبارت دیگر

www.SID.ir

Archive of SID

انحراف معیار $\ln(\varepsilon \mid IM)$ (که برای سادگی با نماد σ نشان داده می‌شود.) تقریباً ثابت است که این یکی از فرضیات تحلیل رگرسیون خطی استاندارد است. مشاهده می‌شود که $\varepsilon \mid IM$ تقریبا توزیع نرمال لگاریتمی دارد؛ بنابراین استفاده از مقیاس لگاریتمی این امکان را می‌دهد که بتوان از فرضیات نرمال بودن استفاده کرد. در حالت کلی، برای مقادیر $\theta_{\max}$ از ۰٪ تا ۱۰٪ مشاهده شده است که مدل تک پارامتری برای رگرسیون $\theta_{\max}$ روی هر کدام از IMها از دقت کافی برخوردار است.

انحراف معیار $\ln(\varepsilon \mid IM)$، σ، به عنوان معیاری برای اندازه‌گیری کارآیی IM در نظر گرفته می‌شود؛ به این علت که بر اساس ساده‌ترین نظریه‌های علم آمار، σ که با تعداد رکوردهای زمین‌لرزه و تعداد تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی ارتباط مستقیم دارد، و با n نشان داده می‌شود، مطابق آن‌چه که در معادله‌ی (۴) ذکر شده است ضروری است که مقدار a را با دقت کافی نتیجه دهد ($\sigma_a \le 0.10$) [۱]. در این رابطه σ_a انحراف معیار تخمین رگرسیون a است.

$$n = (\sigma/\sigma_a)^2 \qquad (۴)$$

همچنین استفاده از مدل رگرسیون تک پارامتری که در معادله‌ی (۳) بیان شد، روند تعیین کفایت IM را ساده‌تر می‌کند. زمانی یک IM از کفایت لازم برخوردار است که با توجه به ضرایبی که برای M، R_{close} و $X\cos(\theta)$ یا $Y\cos(\phi)$ از طریق رگرسیون $\theta_{\max}$ روی IM محاسبه می‌شوند، بیان‌گر این مطلب باشند که M، R_{close} و $X\cos(\theta)$ یا $Y\cos(\phi)$ از لحاظ آماری اهمیت ندارند. توسط مدل تک پارامتری، رگرسیون $\theta_{\max}$ روی IM و M (یا R_{close} و $X\cos(\theta)$ یا $Y\cos(\phi)$) را می‌توان توسط رگرسیون خطی تک متغیره‌ی استاندارد مطابق آن‌چه که در معادلات (۵)، (۶) و یا (۷) ذکر شده‌اند، انجام داد. مشابه نمادگذاری معادله‌ی (۳)، a' و c پارامترهای رگرسیون هستند که محاسبه خواهند شد و $\ln(\varepsilon \mid IM, M)$، $\ln(\varepsilon \mid IM, R)$ یا $\ln(\varepsilon \mid IM, X\cos(\theta) \text{ or } Y\cos(\phi))$ همان خطاهای تصادفی هستند. فرض وابستگی‌های خطی- لگاریتمی M، $\ln(R)$ و $X\cos(\theta)$ یا $Y\cos(\phi)$ مطابق با جملات مرتبه‌ی اول در روابط میرایی استاندارد است [۱۷].

$$\ln\left(\frac{\theta_{\max}}{IM}\right) = \ln(a') + c\cdot M + \ln(\varepsilon \mid IM, M) \qquad (۵)$$

$$\ln\left(\frac{\theta_{\max}}{IM}\right) = \ln(a') + c\cdot \ln(R) + \ln(\varepsilon \mid IM, R) \qquad (۶)$$

$$\ln\left(\frac{\theta_{\max}}{IM}\right) = \ln(a') + c\cdot X\cos(\theta) \text{ or } Y\cos(\phi) + \ln(\varepsilon \mid IM, X\cos(\theta) \text{ or } Y\cos(\phi)) \qquad (۷)$$

مطابق مدل رگرسیون تک پارامتری که در معادله‌ی (۳) ذکر شده است، می‌توان معادلات (۵)، (۶) و (۷) را به فرم معادلات (۸)، (۹) و (۱۰) نوشت:

$$\ln(\varepsilon \mid IM) = \ln(a'') + c\cdot M + \ln(\varepsilon \mid IM, M) \qquad (۸)$$

$$\ln(\varepsilon \mid IM) = \ln(a'') + c\cdot \ln(R) + \ln(\varepsilon \mid IM, R) \qquad (۹)$$

$$\ln(\varepsilon \mid IM) = \ln(a'') + c\cdot X\cos(\theta) \text{ or } Y\cos(\phi) + \ln(\varepsilon \mid IM, X\cos(\theta) \text{ or } Y\cos(\phi)) \qquad (۱۰)$$

معادلات (۸)، (۹) و (۱۰) این مطلب را آشکار می‌سازند که ضریب c نسبت به M، $\ln(R)$ و $X\cos(\theta)$ یا $Y\cos(\phi)$ را می‌توان به راحتی توسط رگرسیون خطی استاندارد مقادیر مشاهده شده‌ی $\ln(\varepsilon \mid IM)$ نسبت به مقادیر متناظر M، $\ln(R)$ و $X\cos(\theta)$ یا $Y\cos(\phi)$ محاسبه کرد. این معادلات تنها زمانی معتبر هستند که مدل تک پارامتری ذکر شده در معادله‌ی (۳) برای رگرسیون $\theta_{\max}$ روی IM پذیرفته شده باشد.

اهمیت آماری تخمین رگرسیونی ضریب c نسبت به M، $\ln(R)$ و $X\cos(\theta)$ یا $Y\cos(\phi)$ و در نهایت کفایت IM توسط پارامتری به اسم p-value برای مقدار c ارزیابی می‌شود. پارامتر p-value عبارت است از احتمال یافتن مقداری برای ضریب c به بزرگی آن‌چه که محاسبه شده است، در صورتی‌که مقدار واقعی آن برابر صفر باشد. بنابراین اگر مقدار p-value کوچکتر یا مساوی ۰/۰۵ باشد، نشان دهنده‌ی آن است که ضریب c محاسبه شده روی M، $\ln(R)$ و $X\cos(\theta)$ یا $Y\cos(\phi)$ از لحاظ آماری مهم بوده و IM از کفایت لازم برخوردار نیست.

۶- نتایج و بحث

در این قسمت با توجه به مقادیر جدول (۲)، نتایج حاصل از تحلیل‌های رگرسیون برای مقیاس‌های شدت زمین‌لرزه‌ی اسکالر پیشرفته بیان می‌شوند.

www.SID.ir

Archive of SID

جدول ۲- خلاصه‌ی نتایج تحلیل رگرسیون زاویه‌ی نسبت تغییرمکان نسبی به ارتفاع طبقه بیشینه برای مقایسه‌ی $IM_{1I\&2E}$ و S_{di}

IM	θ_{max} روی IM		ε روی $M \mid IM$			ε روی $R \mid IM$			ε روی $X\cos(\theta)$ یا $Y\cos(\phi) \mid IM$		
	a	σ	c	p-value	σ	c	p-value	σ	c	p-value	σ
(الف) ساختمان ۳ طبقه‌ی بتنی با سیستم دوگانه											
$IM_{1I\&2E}$	۱/۷۱۱	۰/۹۲۹	۳/۲۸۴	۰/۱۳۰	۰/۸۴۸	-۰/۲۱۹	۰/۲۵۳	۰/۸۸۲	۰/۳۸۲	۰/۸۲۶	۰/۹۲۷
S_{di}	۰/۰۰۳	۰/۹۱۰	۳/۲۳۸	۰/۱۲۷	۰/۸۲۹	-۰/۲۰۹	۰/۲۶۶	۰/۸۶۶	۰/۳۷۰	۰/۸۲۸	۰/۹۰۸
(ب) ساختمان ۳ طبقه‌ی بتنی با سیستم خمشی											
$IM_{1I\&2E}$	۱/۰۶۶	۰/۲۹۲	۰/۶۹۰	۰/۲۲۸	۰/۲۸۴	-۰/۰۷۷	۰/۱۲۰	۰/۲۷۹	۰/۵۱۴	۰/۱۹۶	۰/۲۸۳
S_{di}	۰/۰۰۲	۰/۲۹۱	۰/۶۹۸	۰/۲۲۱	۰/۲۸۳	-۰/۰۷۳	۰/۱۴۲	۰/۲۷۹	۰/۵۱۸	۰/۱۹۰	۰/۲۸۱
(پ) ساختمان ۳ طبقه‌ی فولادی با سیستم دوگانه											
$IM_{1I\&2E}$	۱/۵۲۸	۰/۹۵۲	۱/۲۶۱	۰/۵۱۸	۰/۹۴۳	۰/۱۲۵	۰/۴۵۴	۰/۹۴۰	-۰/۱۴۰	۰/۹۱۹	۰/۹۵۲
S_{di}	۰/۰۰۲	۰/۹۵۳	۱/۲۰۵	۰/۵۳۸	۰/۹۴۵	۰/۱۲۹	۰/۴۳۹	۰/۹۴۰	-۰/۱۶۰	۰/۹۰۸	۰/۹۵۲
(ت) ساختمان ۳ طبقه‌ی فولادی با سیستم خمشی											
$IM_{1I\&2E}$	۱/۰۱۷	۰/۱۴۳	۰/۱۲۴	۰/۷۰۵	۰/۱۴۲	-۰/۰۴۷	۰/۰۷۶	۰/۱۳۱	۰/۱۶۸	۰/۴۶۰	۰/۱۴۱
S_{di}	۰/۰۰۲	۰/۰۸۸	۰/۰۰۲	۰/۹۹۴	۰/۰۸۸	-۰/۰۰۹	۰/۵۹۹	۰/۰۸۸	۰/۰۹۱	۰/۵۲۰	۰/۰۸۷
(ث) ساختمان ۹ طبقه‌ی بتنی با سیستم دوگانه											
$IM_{1I\&2E}$	۰/۹۷۹	۰/۴۲۳	-۰/۳۶۵	۰/۶۶۴	۰/۴۲۲	-۰/۰۲۶	۰/۷۲۵	۰/۴۲۲	-۰/۱۲۱	۰/۸۳۸	۰/۴۲۳
S_{di}	۰/۰۷۰	۰/۴۱۰	-۰/۷۲۷	۰/۳۶۸	۰/۴۰۴	-۰/۰۰۱	۰/۹۸۴	۰/۴۱۰	-۰/۲۵۱	۰/۶۶۰	۰/۴۰۸
(ج) ساختمان ۹ طبقه‌ی بتنی با سیستم خمشی											
$IM_{1I\&2E}$	۱/۰۵۱	۰/۲۵۹	-۰/۴۲۳	۰/۴۴۳	۰/۲۵۵	-۰/۱۱۵	۰/۰۰۸	۰/۲۱۹	-۰/۳۷۰	۰/۳۳۹	۰/۲۵۳
S_{di}	$۶/۳۷۷\times۱۰^{-۴}$	۰/۲۵۷	-۰/۵۴۸	۰/۳۱۵	۰/۲۵۲	-۰/۰۸۵	۰/۰۵۷	۰/۲۳۷	-۰/۴۱۴	۰/۲۸۱	۰/۲۵۱
(چ) ساختمان ۹ طبقه‌ی فولادی با سیستم دوگانه											
$IM_{1I\&2E}$	۱/۵۱۰	۰/۳۴۷	۰/۶۴۵	۰/۳۹۱	۰/۳۴۰	-۰/۰۴۹	۰/۵۹۳	۰/۳۴۴	۱/۳۰۶	۰/۰۱۷	۰/۳۰۰
S_{di}	۰/۰۸۷	۰/۳۶۷	۰/۴۵۹	۰/۵۶۷	۰/۳۶۴	-۰/۰۱۵	۰/۸۷۸	۰/۳۶۷	۱/۰۵۳	۰/۰۷۹	۰/۳۳۹
(ح) ساختمان ۹ طبقه‌ی فولادی با سیستم خمشی											
$IM_{1I\&2E}$	۱/۰۶۹	۰/۰۸۹	-۰/۰۱۱	۰/۹۵۵	۰/۰۸۹	-۰/۰۴۰	۰/۰۰۸	۰/۰۷۵	-۰/۰۸۷	۰/۵۱۰	۰/۰۸۹
S_{di}	$۶/۶۱۶\times۱۰^{-۴}$	۰/۲۱۳	۰/۱۲۹	۰/۷۷۷	۰/۲۱۲	۰/۰۰۹	۰/۸۱۸	۰/۲۱۳	۰/۰۵۸	۰/۸۵۵	۰/۲۱۳
(خ) ساختمان ۲۰ طبقه‌ی بتنی با سیستم خمشی											
$IM_{1I\&2E}$	۰/۹۵۰	۰/۳۸۰	-۰/۹۳۵	۰/۲۷۵	۰/۳۶۷	۰/۰۸۶	۰/۲۴۱	۰/۳۶۵	-۰/۰۶۴	۰/۹۲۱	۰/۳۸۰
S_{di}	$۴/۷۲۲\times۱۰^{-۴}$	۰/۵۲۷	۰/۵۵۵	۰/۶۴۵	۰/۵۲۴	۰/۱۷۲	۰/۰۸۵	۰/۴۸۴	۰/۹۶۷	۰/۲۷۵	۰/۵۰۹
(د) ساختمان ۲۰ طبقه‌ی فولادی با سیستم خمشی											
$IM_{1I\&2E}$	۱/۱۴۴	۰/۲۱۴	-۰/۲۴۹	۰/۵۷۰	۰/۲۱۳	۰/۰۶۵	۰/۰۸۱	۰/۲۰۱	-۰/۰۹۲	۰/۷۶۰	۰/۲۱۴
S_{di}	$۳/۷۰۷\times۱۰^{-۴}$	۰/۳۵۶	۱/۲۲۶	۰/۰۸۳	۰/۳۳۴	۰/۱۳۷	۰/۰۲۴	۰/۳۱۹	۰/۷۷۷	۰/۱۱۳	۰/۳۳۸

پس از محاسبه‌ی θ_{max} مدل‌های ساختمانی با توجه به تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، مشاهده می‌شود که تعدادی از رکوردها باعث فروریختگی مدل‌ها شده‌اند. همچنین در برخی از تحلیل‌ها نیز مدل‌های ساختمانی وارد ناحیه‌ی غیرخطی نشده‌اند. به همین علت در انجام تحلیل‌های رگرسیون از این دو دسته رکورد صرف‌نظر می‌شود. نتایج حاصله به شرح زیر می‌باشند:

۱) برای سازه‌های فولادی و بتنی ۳ طبقه با سیستم دوگانه و خمشی، هر دو مقیاس شدت زمین‌لرزه‌ی پیشرفته (S_{di}، $IM_{1I\&2E}$) کفایت لازم را نسبت به هر ۳ پارامتر M، R_{close} و $X\cos(\theta)$ یا $Y\cos(\phi)$ تأمین می‌کنند؛ ولی به دلیل انحراف معیار زیاد کارآیی لازم را ندارند. علت امر را می‌توان چنین بیان کرد که به دلیل کوتاه بودن ساختمان مودهای بالاتر اهمیت چندانی نداشته و چون رفتار سازه تحت اثر رکوردهای در نظر گرفته شده، بیشتر غیرخطی شده است، هر دو مقیاس نتایج قابل قبولی را نتیجه می‌دهند.

۲) برای سازه‌های بتنی ۹ طبقه با سیستم دوگانه، تنها مشکل مقیاس S_{di} با وجود تأمین کفایت نسبت به هر سه پارامتر در نظر

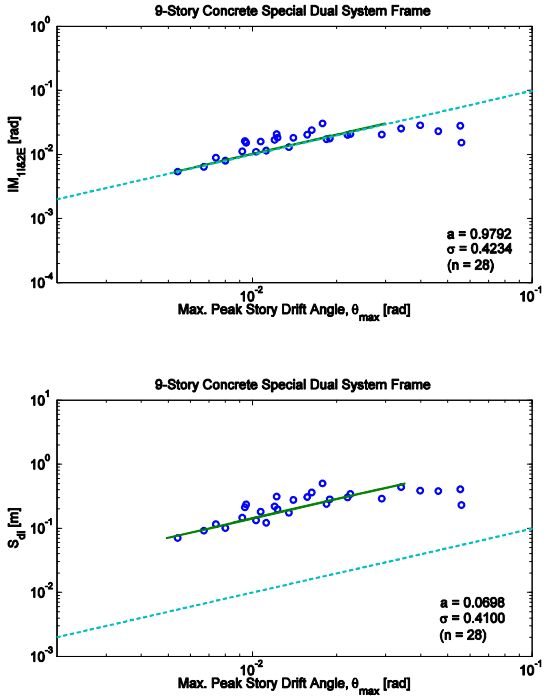
www.SID.ir

Archive of SID

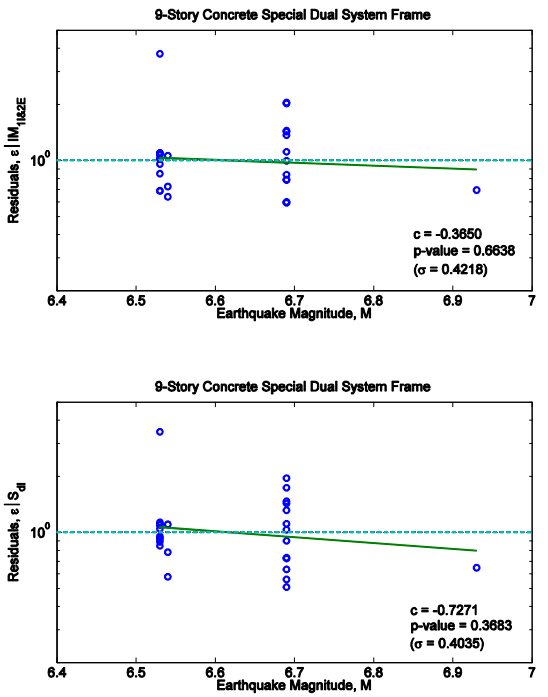
گرفته شده، اریب زیاد و انحراف معیار نسبتاً زیاد آن است که در شکل (۳) نیز پراکندگی و فاصله زیاد نقطه‌ها از خط یک به یک رسم شده بیان‌گر همین مطلب است؛ در صورتی که مقیاس $IM_{1I\&2E}$ کارآیی و کفایت لازم را تأمین می‌کند که شکل (۳) نیز موید آن است و بهترین گزینه برای این نوع سازه‌ها خواهد بود. همچنین با توجه به شکل (۳) مشاهده می‌شود که رفتار و پراکندگی هر دو مقیاس برای این مدل ساختمانی یکسان بوده و تنها تفاوت آن‌ها در فاصله گرفتن از خط یک به یک رسم شده می‌باشد. در اشکال (۴) تا (۶) نیز که برای بررسی کفایت دو مقیاس رسم شده‌اند، مشاهده می‌شود که شیب خط رگرسیون منفی بوده و پراکندگی نقاط برای هر دو مقیاس مشابه است و مقدار خطا برای مقادیر مختلف پارامترهای نزدیک گسل، بزرگی زلزله و فاصله تا گسل به جز تعداد کمی از نقاط در بازه کوچکی قرار دارد که به ترتیب به صورت کیفی نشان‌دهنده منفی بودن مقدار پارامتر c و ارضا کننده بودن پارامتر $p-value$ است. برای سازه‌های فولادی ۹ طبقه با سیستم دوگانه، تنها مشکل مقیاس S_{di} با وجود تأمین کفایت نسبت به هر سه پارامتر در نظر گرفته شده، اریب زیاد و انحراف معیار نسبتاً زیاد آن است؛ در صورتی که مقیاس $IM_{1I\&2E}$ ضمن انحراف و اریب زیاد، نسبت به پارامتر $X\cos(\theta)$ یا $Y\cos(\phi)$ کفایت لازم را تأمین نمی‌کند و در این حالت نیز مقیاس S_{di} بهترین وضعیت را دارد. برای توجیه این مطلب می‌توان گفت که سازه فولادی ۹ طبقه با سیستم دوگانه تحت اثر زلزله‌های نزدیک گسل رفتار غیرخطی بیشتری داشته است.

۳) برای سازه‌های فولادی و بتنی ۹ طبقه با سیستم خمشی، تنها مشکل مقیاس شدت زمین‌لرزه‌ی $IM_{1I\&2E}$ تأمین نکردن کفایت نسبت به R_{close} است؛ و تنها مشکل مقیاس شدت زمین لرزه‌ی S_{di} اریب زیاد آن است. بنابراین برای این نوع سازه‌ها، مقیاس S_{di} بهترین گزینه خواهد بود. برای توجیه این مطلب نیز مطابق بند ۲ می‌توان گفت که سازه فولادی ۹ طبقه با سیستم خمشی، تحت اثر زلزله‌های نزدیک گسل رفتار غیرخطی بیشتری داشته است.

۴) برای سازه‌های فولادی و بتنی ۲۰ طبقه با سیستم خمشی، مقیاس شدت زمین‌لرزه‌ی S_{di} علاوه بر اریب زیاد، کفایت لازم را نسبت به R_{close} در سازه‌ی فولادی تأمین نمی‌کند. ولی مقیاس $IM_{1I\&2E}$، کارآیی و کفایت لازم را تامین می‌کند. بنابراین بهترین گزینه برای این سازه‌ها $IM_{1I\&2E}$ خواهد بود. برای توجیه این مطلب می‌توان گفت که با توجه به اهمیت مد دوم در ساختمان‌های بلند و رفتار غیرخطی کمتری که این مدل ساختمانی از خود نشان داده است، مقیاس $IM_{1I\&2E}$ گزینه بهتری است.



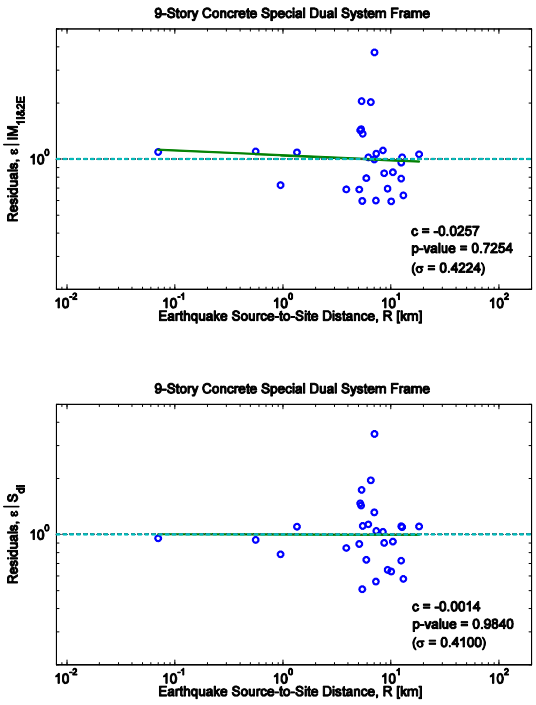
شکل ۳- رگرسیون $\theta_{\max}$ نسبت به $IM_{1I\&2E}$ و S_{di} برای تعیین اریب (a) و کارآیی (σ) $IM_{1I\&2E}$ و S_{di}



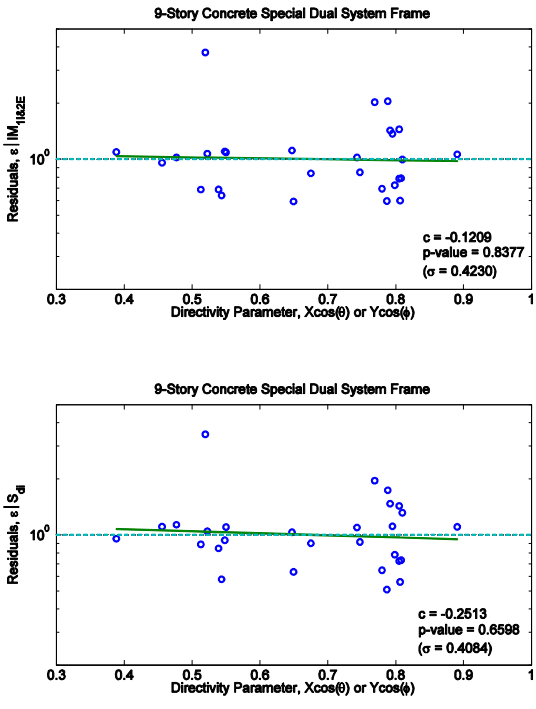
شکل ۴- رگرسیون $\varepsilon \mid IM_{1I\&2E}$ و $\varepsilon \mid S_{di}$ نسبت به M برای تعیین کفایت $IM_{1I\&2E}$ و S_{di} نسبت به M (p-value)

www.SID.ir

Archive of SID



شکل ۵- رگرسیون $\varepsilon \mid IM_{1I\&2E}$ و $\varepsilon \mid S_{di}$ نسبت به R برای تعیین کفایت $IM_{1I\&2E}$ و S_{di} نسبت به R (p-value)



شکل ۶- رگرسیون $\varepsilon \mid IM_{1I\&2E}$ و $\varepsilon \mid S_{di}$ نسبت به $X\cos(\theta)$ یا $Y\cos(\phi)$ برای تعیین کفایت $IM_{1I\&2E}$ و S_{di} نسبت به (p-value) $Y\cos(\phi)$ یا $X\cos(\theta)$

۷- نتیجه‌گیری و پیشنهادات

در نهایت می‌توان نتیجه‌گیری‌های کلی را به شرح زیر بیان کرد:

۱) هر دو مقیاس شدت زمین‌لرزه‌ی S_{di} و $IM_{1I\&2E}$ برای پاسخ سازه‌ای θ_{max}، نسبت به پارامتر M کفایت لازم را تأمین می‌کنند.

۲) از نظر تأمین کفایت پارامتر $X\cos(\theta)$ و یا $Y\cos(\phi)$، برای پاسخ سازه‌ای θ_{max}، مقیاس شدت زمین‌لرزه‌ی S_{di} وضعیت بهتری دارد.

۳) برای پاسخ سازه‌ای θ_{max}، مقیاس شدت زمین لرزه‌ی S_{di} از نظر تأمین کفایت نسبت به پارامتر R وضعیت بهتری دارد.

۴) برای پاسخ سازه‌ای θ_{max}، مقیاس شدت زمین‌لرزه‌ی $IM_{1I\&2E}$ از نظر انحراف معیار و اریب وضعیت بهتری دارد.

۵) به عنوان آخرین نتیجه‌گیری می‌توان گفت که در کل، مقیاس شدت زمین‌لرزه‌ی S_{di} وضعیت بهتری دارد؛ و برای بهبود وضعیت آن و افزایش دقت، می‌توان مقیاس S_{di} را همراه با پارامترهای شکل طیفی به صورت مقیاس‌های برداری در نظر گرفت.

تعدادی از موضوعات مرتبط که در آینده می‌توانند بررسی شوند، عبارتند از:

۱) بررسی مقیاس شدت زمین لرزه‌ی $IM_{1I\&2E}$ با مد سوم

۲) بررسی مقیاس شدت زمین‌لرزه‌ی S_{di} همراه با پارامتر شکل طیفی به صورت مقیاس‌های برداری

۳) بررسی مدل‌های ساختمانی بیشتر

۴) بررسی سازه‌های نامنظم به حالت سه بعدی

۵) بررسی مدل‌های ساختمانی با دامنه‌ی گسترده‌تر M، R_{close} و $X\cos(\theta)$ یا $Y\cos(\phi)$

در نهایت خلاصه‌ای از نتایج مربوط به بررسی‌های θ_{max} در جدول (۲) بیان شده و به عنوان نمونه، نتایج مربوط به تحلیل رگرسیون ساختمان ۹ طبقه‌ی بتنی با سیستم دوگانه در اشکال (۳) تا (۶) نشان داده شده است.

۸- مراجع

[1] Benjamin, J. R., Cornell, C. A., "Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers", First Edition, McGraw Hill Inc., New York, 1970, 684 pp.

[2] Shome, N., Cornell, C. A., "Probabilistic Sseismic Ddemand Aanalysis of Nnonlinear Sstructures", Report No. RMS-35, Reliability of Marine Structures Program; Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, California, USA, 1999.

www.SID.ir

Archive of SID

[3] Luco, N., "Probabilistic Seismic Demand Analysis, SMRF Connection Fractures, and Near-Source Effects", PhD Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, CA USA, 2002.

[4] Luco, N., Cornell, C. A., "Structure-Specific Scalar Intensity Measures for Near-Source and Ordinary Earthquake Ground Motions", Earthquake Spectra, 2007, 23 (2), 357-392.

[5] Tothong, P., "Probabilistic Seismic Demand Analysis Using Advanced Ground Motion Intensity Measures, Attenuation Relationships, and Near-Fault Effects", PhD Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, CA USA, 2007.

[6] Tothong, P., Luco, N., "Probabilistic Seismic Demand Analysis Using \dvanced ground Motion Intensity Measures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2007, 36 (13), 1837-1860.

[7] Baker, J. W., Cornell, C. A., "Choice of a Vector of Ground Motion Intensity Measures for Seismic Demand Hazard Analysis", The 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, 1-6 August, 2004, Paper No. 3384.

[8] Baker, J. W., "Vector-Valued Ground Motion Intensity Measures for Probabilistic Seismic Demand Analysis", PhD Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, CA USA, 2005.

[9] Baker, J. W., Cornell, C. A., "A Vector-Valued Ground Motion Intensity Measure Consisting of Spectral Acceleration and Epsilon", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2005, 34 (10), 1193-1217.

[10] Baker, J. W., Cornell, C. A., "Spectral Shape, Epsilon and Record Selection", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2006, 35 (9), 1077-1095.

[11] Baker, J. W., Cornell, C. A., "Vector-Valued Intensity Measures for Pulse-Like Near-Fault Ground Motions", Engineering Structures, 2008, 30 (4), 1048-1057.

[12] Cornell, C. A., "On Earthquake Record Selection for Nonlinear Dynamic Analysis", The Esteva Symposium, Mexico, 2005.

[13] Pacific Earthquake Engineering Research Center, Next Generation Attenuation of Ground Motions (NGA) Project, http://peer.berkeley.edu/nga/, 2009.

[14] Somerville, P. G., Smith, N. F., Graves, R. W., Abrahamson, N. A., "Modification of Empirical Strong Ground Motion Attenuation Relations to Include the Amplitude and Duration Effects of Rupture Directivity", Seismological Research Letters, 1997, 68 (1), 199-222.

[15] Somerville, P. G., Smith, N. F., Punyamurthula, S., Sun, J. I., "Development of Ground Motion Time Histories for Phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project", Report No. SAC/BD-97/04, SAC Joint Venture; Sacramento, California, USA, 1997.

[16] Mai, P. M., The Database of Finite-Source Rupture Models, http:// www. seismo. ethz.ch/srcmod/Events.html, 2009.

[17] Abrahamson, N. A., Silva, W. J., "Empirical Response Spectral Attenuation Relations for Shallow Crustal Earthquakes", Seismological Research Letters, 1997, 68(1), 94-127.

www.SID.ir