

مطالعه دقت پاسخ‌های سازه‌ای ساختمان‌ها با استفاده از مقیاس‌های شدت زمین‌لرزه اسکالر پیشرفته

عبدالرحیم جلالی^{۱*} و آرش اکبری حامد^۲

^۱ استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

^۲ فارغ‌التحصیل کارشناسی ارشد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

چکیده

مقیاس شدت زمین‌لرزه یکی از مشخصه‌های شتاب‌نگاشتشا می‌باشد که شدت یک زلزله را تعیین می‌کند. در این پژوهش دو نوع از مقیاس‌های شدت زمین‌لرزه اسکالر ارزیابی می‌شوند: تغییر مکان طیفی غیراتجاعی (δ_{di}) و تغییر مکان طیفی غیراتجاعی با ضریب مدل 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 شتاب‌نگاشتشا مورد استفاده قرار داد. برای ارزیابی دقت پاسخ‌های محاسبه شده‌ی ساختمان‌ها تحت اثر زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل، از دو پارامتر "کفايت" و "کارآئی" استفاده می‌شود. هدف اصلی این مطالعه بررسی کارآئی و کفايت این مقیاس‌ها نسبت به پارامترهای نزدیک گسل، بزرگی زلزله و فاصله تا گسل برای مدل‌های ساختمانی با سیستم‌های دوگانه و خمشی فولادی و بتی 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 کارآئی و کفايت 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، کارآئی، کفايت، مقیاس شدت زمین‌لرزه اسکالر پیشرفته، زمین‌لرزه نزدیک گسل.

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

۱- مقدمه

مقیاس‌های شدت زمین‌لرزه در ارزیابی عملکرد سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. همچنین برای انجام تحلیل‌های دینامیکی نموی می‌توان IM را به عنوان ضریب مقیاسی برای شتاب‌نگاشتشا ثبت شده مورد استفاده قرار داد. در سال‌های اخیر آن‌چه که در تهیه‌ی آینه‌های 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 جانی نسبی،

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

می‌کنند. می‌توان متوسط فرکانس سالانه‌ی تجاوز از حالت حدی را که با $[LS]$ نشان داده می‌شود، به عنوان مثال برای بررسی کفايت طراحی یا نیاز به مقاومسازی به کار برد. در رابطه‌ی فوق، $G[LS | DM]$ نشان‌دهنده‌ی احتمال تجاوز مقدار پاسخ سازه‌ای از یک حالت حدی معین می‌باشد. عبارت $G[DM | IM]$ 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، IM را به عنوان یک رابط بین تحلیل‌های خطر لرزه‌ای احتمالی و تحلیل‌های سازه‌ای عمل

می‌کنند.

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 نقلی 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 شوند.

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 انگرال‌گیری مستقیم نرم‌افزار SAP2000 V.14 استفاده شود. با توجه به این فرض که کف ساختمان‌ها در نظر گرفته شده صلب بوده و ساختمان‌ها کاملاً منظم و متقاضی 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.

مقیاس‌های شدت زمین‌لرزه به دو دسته تقسیم‌بندی شده‌اند:

(۱) اسکالار 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 کفايت و کارآيی اين دو نوع مقیاس برای برخی سازه‌ها دارند [۲]. در میان IM ‌های مخصوص سازه نظیر $IM_{1E} = |PF_1^{[1]}|S_d(T_1, \zeta_1)$ (که در آن جمله اول ضریب مشارکت مد اول سازه در تخمین θ_{max} و جمله دوم تغییر مکان طیفی مد اول سازه برای زمین‌لرزه است)؛ $IM_{1I} = |PF_1^{[1]}|S_d'(T_1, \zeta_1, d_y)$ (که در آن جمله دوم طیف تغییر مکان غیرارتجاعی است)؛

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

$$IM_{1I \& 2E} = \frac{S_d(T_1, \zeta_1, d_y)}{S_d(T_1, \zeta_1)} IM_{1E \& 2E},$$

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

(که در آن جمله دوم طیف تغییر مکان نوسان‌گر یک درجه‌ی

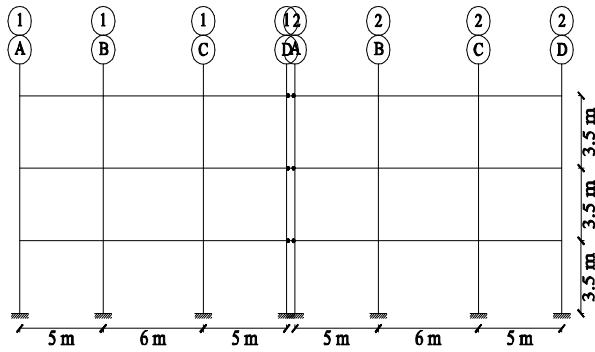
$$IM_{1eff} = \frac{\sqrt{S_d(2T_1, \zeta_1)}}{\sqrt{2S_d(T_1, \zeta_1)}} IM_{1E}. \text{ نشان داده آزادی معادل است})$$

شده است که برای سازه‌های ۳ و ۲۰ طبقه‌ی فولادی تحت اثر هر دو دسته زلزله‌های نزدیک گسل و عادی، مقیاس $IM_{1I \& 2E}$ کفايت و کارآيی لازم را تأمین می‌کنند [۳ و ۴].

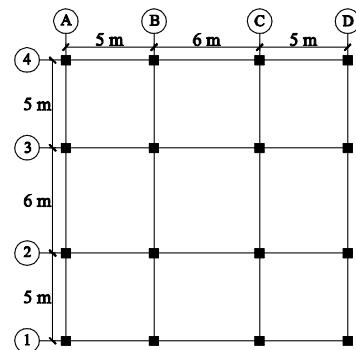
همچنین IM ‌های پیشرفته (تغییر مکان طیفی غیرارتجاعی، S_{di} و تغییر مکان طیفی غیرارتجاعی با ضریب مد بالاتر، $IM_{1I \& 2E}$) نیز مطالعه شده و مدل‌های پیش‌بینی زمین‌لرزه‌ی مربوطه ایجاد شده‌اند [۵ و ۶]. برای افزایش دقت IM ‌ها در ارزیابی عملکرد و قابلیت اعتماد سازه‌ها، IM ‌های برداری که شامل دو پارامتر $R_{T_1 \& T_2} = S_a(T_2)/S_a(T_1)$ 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 کفايت و کارآيی، و با در نظر گرفتن نسبت تغییر مکان نسبی به ارتفاع طبقه بیشینه (θ_{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.

با توجه به این که 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 مناسب با جرم و سختی (ریلی) با نسبت میرایی ۵٪ برای مد اصلی هر مدل و $T=0.10\text{s}$ برای ساختمان ۳ طبقه‌ی ویژه‌ی بتنی با سیستم دوگانه، $T=0.33\text{s}$ برای ساختمان ۳ طبقه‌ی ویژه‌ی بتنی با سیستم خمی، $T=0.14\text{s}$ برای ساختمان ۳ طبقه‌ی ویژه‌ی فولادی با سیستم دوگانه، $T=0.43\text{s}$ برای ساختمان ۳ طبقه‌ی ویژه‌ی فولادی با سیستم خمی، $T=0.23\text{s}$ برای ساختمان ۹ طبقه‌ی ویژه‌ی بتنی با سیستم دوگانه، $T=0.44\text{s}$ برای ساختمان ۹ طبقه‌ی ویژه‌ی بتنی با سیستم خمی، $T=0.24\text{s}$ برای ساختمان ۹ طبقه‌ی ویژه‌ی فولادی با سیستم دوگانه، $T=0.67\text{s}$ برای ساختمان ۹ طبقه‌ی ویژه‌ی فولادی با سیستم خمی، $T=0.48\text{s}$ برای ساختمان ۲۰ طبقه‌ی ویژه‌ی فولادی با سیستم خمی، $T=0.95\text{s}$ برای ساختمان ۲۰ طبقه‌ی ویژه‌ی فولادی با سیستم خمی در نظر گرفته می‌شود. مقادیر T مذکور معادل با دوره‌ی تناوبی است که در آن مجموع جرم‌های مؤثر برابر ۹۰٪ است. با استفاده از تحلیل پوش اور 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)).



(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 آیین‌نامه FEMA356 محاسبه می‌شود.

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

K [N/m]	V_y [N]	d_y [m]	T_1 [s]	مدلهای ساختمانی
$1/0.3 \times 10^8$	$1/27 \times 10^6$	$1/23 \times 10^{-2}$	۰/۲۲	ساختمان ۳ طبقه‌ی ویژه‌ی بتنی با سیستم دوگانه
$3/0.4 \times 10^7$	$1/83 \times 10^6$	$6/00 \times 10^{-2}$	۰/۴۵	ساختمان ۳ طبقه‌ی ویژه‌ی بتنی با سیستم خمی
$1/13 \times 10^8$	$1/97 \times 10^6$	$1/74 \times 10^{-2}$	۰/۲۰	ساختمان ۳ طبقه‌ی ویژه‌ی فولادی با سیستم دوگانه
$1/34 \times 10^7$	$2/22 \times 10^6$	$1/66 \times 10^{-1}$	۰/۶۰	ساختمان ۳ طبقه‌ی ویژه‌ی فولادی با سیستم خمی
$1/52 \times 10^7$	$4/73 \times 10^6$	$3/12 \times 10^{-1}$	۰/۸۷	ساختمان ۹ طبقه‌ی ویژه‌ی بتنی با سیستم دوگانه
$2/30 \times 10^7$	$3/34 \times 10^6$	$1/46 \times 10^{-1}$	۱/۰۴	ساختمان ۹ طبقه‌ی ویژه‌ی بتنی با سیستم خمی
$2/87 \times 10^7$	$6/31 \times 10^6$	$2/20 \times 10^{-1}$	۰/۶۶	ساختمان ۹ طبقه‌ی ویژه‌ی فولادی با سیستم دوگانه
$7/0.4 \times 10^6$	$2/20 \times 10^6$	$3/12 \times 10^{-1}$	۱/۳۴	ساختمان ۹ طبقه‌ی ویژه‌ی فولادی با سیستم خمی
$1/18 \times 10^7$	$5/38 \times 10^6$	$4/57 \times 10^{-1}$	۱/۸۹	ساختمان ۲۰ طبقه‌ی ویژه‌ی بتنی با سیستم خمی
$4/12 \times 10^6$	$2/62 \times 10^6$	$6/37 \times 10^{-1}$	۲/۷۰	ساختمان ۲۰ طبقه‌ی ویژه‌ی فولادی با سیستم خمی

که در آن $PF_n^{[2]}$ بیانگر ضریب مشارکت مد n ام برای طبقه‌ای است که در آن θ_{\max} حاصل از دو مد اول و قانون مجدور مرباعات ترکیب مدها اتفاق می‌افتد. مقادیر طیف تغییر مکان ارجاعی و غیرارجاعی برای یک سیستم یک درجه‌ی آزادی با استفاده از نرم‌افزار NONLIN V.7.0.05 محاسبه می‌شوند. همچنین نحوه محاسبه‌ی ضریب مشارکت مدی برای نسبت تغییر مکان نسبی به ارتفاع طبقه بیشینه (θ_{\max}) نیز در منابع [۳ و ۴] ذکر شده‌اند.

با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی توسط نرم‌افزار SAP2000 مقادیر θ_{\max} برای هر مدل ساختمانی محاسبه می‌شوند. به منظور مطالعه 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 IM ‌ها، برای بررسی کفايت 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.

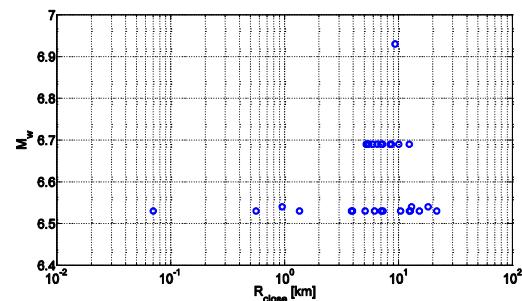
۵- تئوری

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

$$\theta_{\max} = a \cdot IM \cdot (\varepsilon | IM) \Leftrightarrow \ln\left(\frac{\theta_{\max}}{IM}\right) = \ln(a) + \ln(\varepsilon | IM) \quad (3)$$

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

-۳- شتاب‌نگاشتها زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل
در این مقاله مجموعه‌ای از ۳۱ رکورد زمین‌لرزه‌ی نزدیک گسل و دارای خاصیت رو به جلو^۱ 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 0.5 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 $6/53$ تا $6/93$ و نزدیک‌ترین فاصله تا گسیختگی آن‌ها، R_{close} از 0.07 کیلومتر تا $21/68$ کیلومتر متغیر است (شکل (۲)).



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

۴- روش‌ها

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

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

$$\ln\left(\frac{\theta_{\max}}{IM}\right) = \ln(a') + c \cdot \ln(R) + \ln(\varepsilon | IM, R) \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \ln\left(\frac{\theta_{\max}}{IM}\right) &= \ln(a') + c \cdot X \cos(\theta) \text{ or } Y \cos(\phi) \\ &+ \ln(\varepsilon | IM, X \cos(\theta) \text{ or } Y \cos(\phi)) \end{aligned} \quad (7)$$

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:

$$\ln(\varepsilon | IM) = \ln(a'') + c \cdot M + \ln(\varepsilon | IM, M) \quad (8)$$

$$\ln(\varepsilon | IM) = \ln(a'') + c \cdot \ln(R) + \ln(\varepsilon | IM, R) \quad (9)$$

$$\begin{aligned} \ln(\varepsilon | IM) &= \ln(a'') + c \cdot X \cos(\theta) \text{ or } Y \cos(\phi) \\ &+ \ln(\varepsilon | IM, X \cos(\theta) \text{ or } Y \cos(\phi)) \end{aligned} \quad (10)$$

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 شده $\ln(\varepsilon | IM)$ نسبت به مقادیر متضاظر M و $X \cos(\theta)$ یا $Y \cos(\phi)$ محاسبه کرد. این معادلات تنها زمانی معنی‌های هستند که مدل تک پارامتری ذکر شده در معادله‌ی (۳) برای رگرسیون 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 کفايت 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 صورتی که مقدار واقعی آن برابر صفر باشد. بنابراین اگر مقدار p -value کوچکتر یا مساوی 0.05 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 کفايت 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 اسکالار پیشرفتی بیان می‌شوند.

انحراف معیار $\ln(\varepsilon | IM)$ (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 $\ln(\varepsilon | IM)$ تقریباً 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 θ_{\max} از 10% تا 20% مشاهده شده است که مدل تک پارامتری برای رگرسیون θ_{\max} روی هر کدام از IM ‌ها از دقت کافی برخوردار است.

انحراف معیار $\ln(\varepsilon | IM)$ ، 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 ($\sigma_a \leq 0.10$). در این رابطه σ_a انحراف معیار تخمین رگرسیون a است.

$$n = (\sigma / \sigma_a)^2 \quad (4)$$

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

$$\ln\left(\frac{\theta_{\max}}{IM}\right) = \ln(a') + c \cdot M + \ln(\varepsilon | IM, M) \quad (5)$$

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

$Y \cos(\phi)$ يا $X \cos(\theta)$ IM			$R \cos(\phi)$ IM			$M \cos(\theta)$ IM			IM روی θ_{max}		IM
σ	p-value	c	σ	p-value	c	σ	p-value	c	σ	a	
(الف) ساختمان ۳ طبقه‌ی بتنی با سیستم دوگانه											
۰/۹۲۷	۰/۸۲۶	۰/۳۸۲	۰/۸۸۲	۰/۲۵۳	-۰/۲۱۹	۰/۸۴۸	۰/۱۳۰	۳/۲۸۴	۰/۹۲۹	۱/۷۱۱	$IM_{1I\&2E}$
۰/۹۰۸	۰/۸۲۸	۰/۳۷۰	۰/۸۶۶	۰/۲۶۶	-۰/۲۰۹	۰/۸۲۹	۰/۱۲۷	۳/۲۳۸	۰/۹۱۰	۰/۰۰۳	S_{di}
(ب) ساختمان ۳ طبقه‌ی بتنی با سیستم خمسی											
۰/۲۸۳	۰/۱۹۶	۰/۵۱۴	۰/۲۷۹	۰/۱۲۰	-۰/۰۷۷	۰/۲۸۴	۰/۲۲۸	۰/۶۹۰	۰/۲۹۲	۱/۶۶	$IM_{1I\&2E}$
۰/۲۸۱	۰/۱۹۰	۰/۵۱۸	۰/۲۷۹	۰/۱۴۲	-۰/۰۷۳	۰/۲۸۳	۰/۲۲۱	۰/۶۹۸	۰/۲۹۱	۰/۰۰۲	S_{di}
(پ) ساختمان ۳ طبقه‌ی فولادی با سیستم دوگانه											
۰/۹۵۲	۰/۹۱۹	-۰/۱۴۰	۰/۹۴۰	۰/۴۵۴	۰/۱۲۵	۰/۹۴۳	۰/۵۱۸	۱/۲۶۱	۰/۹۵۲	۱/۵۲۸	$IM_{1I\&2E}$
۰/۹۵۲	۰/۹۰۸	-۰/۱۶۰	۰/۹۴۰	۰/۴۳۹	۰/۱۲۹	۰/۹۴۵	۰/۵۳۸	۱/۲۰۵	۰/۹۵۳	۰/۰۰۲	S_{di}
(ت) ساختمان ۳ طبقه‌ی فولادی با سیستم خمسی											
۰/۱۴۱	۰/۴۶۰	۰/۱۶۸	۰/۱۳۱	۰/۰۷۶	-۰/۰۴۷	۰/۱۴۲	۰/۷۰۵	۰/۱۲۴	۰/۱۴۳	۱/۰۱۷	$IM_{1I\&2E}$
۰/۰۸۷	۰/۵۲۰	۰/۰۹۱	۰/۰۸۸	۰/۵۹۹	-۰/۰۰۹	۰/۰۸۸	۰/۹۹۴	۰/۰۰۲	۰/۰۸۸	۰/۰۰۲	S_{di}
(ث) ساختمان ۹ طبقه‌ی بتنی با سیستم دوگانه											
۰/۴۲۳	۰/۸۳۸	-۰/۱۲۱	۰/۴۲۲	۰/۷۲۵	-۰/۰۲۶	۰/۴۲۲	۰/۶۶۴	-۰/۳۶۵	۰/۴۲۳	۰/۹۷۹	$IM_{1I\&2E}$
۰/۴۰۸	۰/۶۶۰	-۰/۲۵۱	۰/۴۱۰	۰/۹۸۴	-۰/۰۰۱	۰/۴۰۴	۰/۳۶۸	-۰/۷۲۷	۰/۴۱۰	۰/۰۷۰	S_{di}
(ج) ساختمان ۹ طبقه‌ی بتنی با سیستم خمسی											
۰/۲۵۳	۰/۳۳۹	-۰/۳۷۰	۰/۲۱۹	۰/۰۰۸	-۰/۱۱۵	۰/۲۵۵	۰/۴۴۳	-۰/۴۲۳	۰/۲۵۹	۱/۰۵۱	$IM_{1I\&2E}$
۰/۲۵۱	۰/۲۸۱	-۰/۴۱۴	۰/۲۳۷	۰/۰۵۷	-۰/۰۸۵	۰/۲۵۲	۰/۳۱۵	-۰/۵۴۸	۰/۲۵۷	$6/377\times 10^{-4}$	S_{di}
(ج) ساختمان ۹ طبقه‌ی فولادی با سیستم دوگانه											
۰/۳۰۰	۰/۰۱۷	۱/۳۰۶	۰/۳۴۴	۰/۵۹۳	-۰/۰۴۹	۰/۳۴۰	۰/۳۹۱	۰/۶۴۵	۰/۳۴۷	۱/۵۱۰	$IM_{1I\&2E}$
۰/۳۳۹	۰/۰۷۹	۱/۰۵۳	۰/۳۶۷	۰/۸۷۸	-۰/۰۱۵	۰/۳۶۴	۰/۵۶۷	۰/۴۵۹	۰/۳۶۷	۰/۰۸۷	S_{di}
(ح) ساختمان ۹ طبقه‌ی فولادی با سیستم خمسی											
۰/۰۸۹	۰/۵۱۰	-۰/۰۸۷	۰/۰۷۵	۰/۰۰۸	-۰/۰۴۰	۰/۰۸۹	۰/۹۵۵	-۰/۰۱۱	۰/۰۸۹	۱/۰۶۹	$IM_{1I\&2E}$
۰/۲۱۳	۰/۸۵۵	۰/۰۵۸	۰/۲۱۳	۰/۸۱۸	۰/۰۰۹	۰/۲۱۲	۰/۷۷۷	۰/۱۲۹	۰/۲۱۳	$6/616\times 10^{-4}$	S_{di}
(خ) ساختمان ۲۰ طبقه‌ی بتنی با سیستم خمسی											
۰/۳۸۰	۰/۹۲۱	-۰/۰۶۴	۰/۳۶۵	۰/۲۴۱	۰/۰۸۶	۰/۳۶۷	۰/۲۷۵	-۰/۹۳۵	۰/۳۸۰	۰/۹۵۰	$IM_{1I\&2E}$
۰/۰۵۹	۰/۲۷۵	۰/۹۶۷	۰/۴۸۴	۰/۰۸۵	۰/۱۷۲	۰/۵۲۴	۰/۶۴۵	۰/۵۵۵	۰/۵۲۷	$4/722\times 10^{-4}$	S_{di}
(د) ساختمان ۲۰ طبقه‌ی فولادی با سیستم خمسی											
۰/۲۱۴	۰/۷۶۰	-۰/۰۹۲	۰/۲۰۱	۰/۰۸۱	۰/۰۶۵	۰/۲۱۳	۰/۵۷۰	-۰/۲۴۹	۰/۲۱۴	۱/۱۴۴	$IM_{1I\&2E}$
۰/۳۲۸	۰/۱۱۳	۰/۷۷۷	۰/۳۱۹	۰/۰۲۴	۰/۱۳۷	۰/۳۳۴	۰/۰۸۳	۱/۲۲۶	۰/۳۵۶	$3/707\times 10^{-4}$	S_{di}

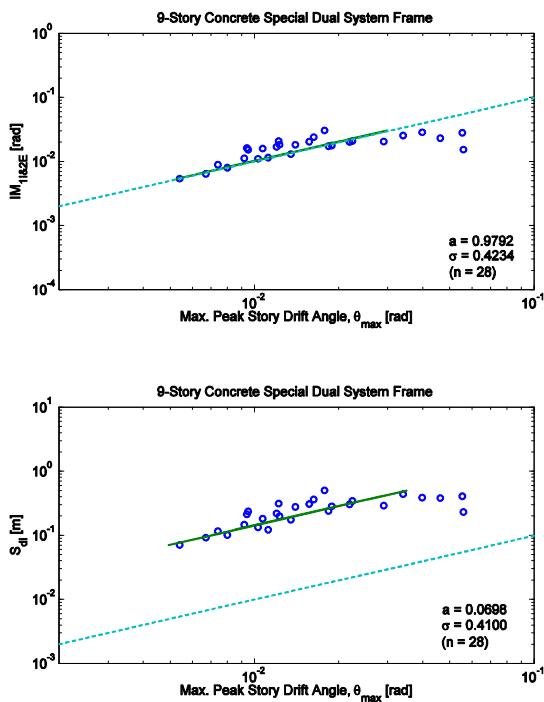
۱) کفايت لازم را نسبت به هر ۳ پارامتر M و R_{close} و $IM_{1I\&2E}$ می‌دانیم. $Y \cos(\phi)$ یا $X \cos(\theta)$ تأمین می‌کنند؛ ولی به دلیل انحراف معیار زیاد کارآیی لازم را ندارند. علت امر را می‌توان چنین بیان کرد که به دلیل کوتاه بودن ساختمان مودهای بالاتر اهمیت چندانی نداشته و چون رفتار سازه تحت اثر 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 کفايت نسبت به هر سه پارامتر در نظر

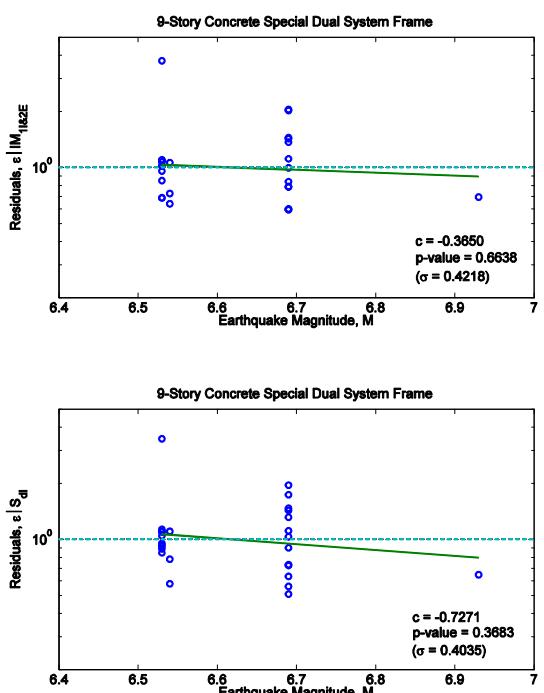
پس از محاسبه θ_{max} مدل‌های ساختمانی با توجه به تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی، مشاهده می‌شود که تعدادی از رکوردها باعث فروبرختگی مدل‌ها شده‌اند. همچنین در برخی از تحلیل‌ها نیز مدل‌های ساختمانی وارد ناحیه غیرخطی نشده‌اند. به همین علت در انجام تحلیل‌های رگرسیون از این دو دسته رکورد صرف نظر می‌شود. نتایج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

۱) برای سازه‌های فولادی و بتنی ۳ طبقه با سیستم دوگانه و خمسی، هر دو مقیاس شدت زمین‌لرزه‌ی پیشرفته (S_{di})

ساختمنی از خود نشان داده است، مقیاس $IM_{1I\&2E}$ گزینه بهتری است.



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



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

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 کفايت 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 ساختمنی 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 کفايت دو مقیاس رسم شده‌اند، مشاهده می‌شود که شبیه خط رگرسیون منفی بوده و پراکندگی نقاط برای هر دو مقیاس مشابه است و مقدار خطأ 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 کفايت 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 $Y \cos(\phi)$ کفايت 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 بتی ۹ طبقه با سیستم خمشی، تنها مشکل مقیاس شدت زمین‌لرزه‌ی $IM_{1I\&2E}$ تأمین نکردن کفايت نسبت به R_{close} است؛ و تنها مشکل مقیاس شدت زمین‌لرزه‌ی S_{di} اریب زیاد آن است. بنابراین برای این نوع سازه‌ها، مقیاس S_{di} بهترین گزینه خواهد بود. برای توجیه این 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 بتی ۲۰ طبقه با سیستم خمشی، مقیاس شدت زمین‌لرزه‌ی S_{di} علاوه بر اریب زیاد، کفايت لازم را نسبت به R_{close} در سازه‌ی فولادی تأمین نمی‌کند. ولی مقیاس $IM_{1I\&2E}$ ، کارآیی و کفايت لازم را تأمین 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 ساختمنهای بلند و رفتار غیرخطی کمتری که این مدل

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 کفايت لازم را تأمین می‌کنند.

۲) از نظر تأمین کفايت پارامتر $X \cos(\phi)$ 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 زمین‌لرزه‌ی S_{di} از نظر تأمین کفايت نسبت به پارامتر R وضعیت بهتری دارد.

۴) برای پاسخ سازه‌ای θ_{max} ، مقیاس شدت زمین‌لرزه‌ی S_{di} 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.

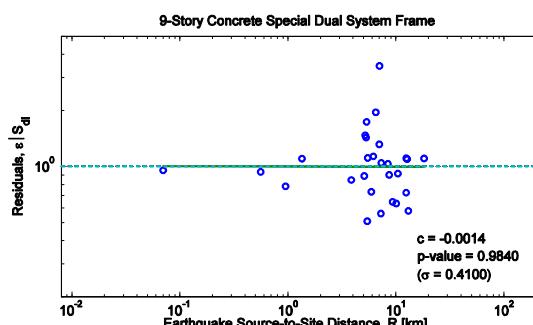
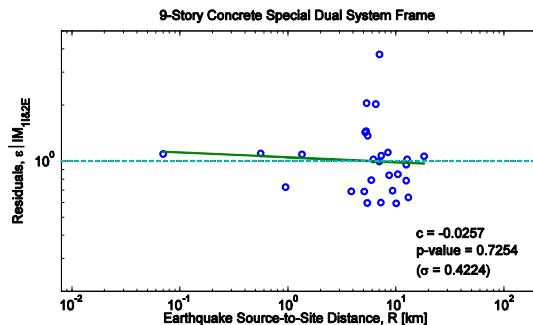
تعدادی از موضوعات مرتبط که در آینده می‌توانند بررسی شوند، عبارتند از:

- (۱) بررسی مقیاس شدت زمین‌لرزه‌ی $IM_{1I\&2E}$ با مدد 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 R_{close} و M

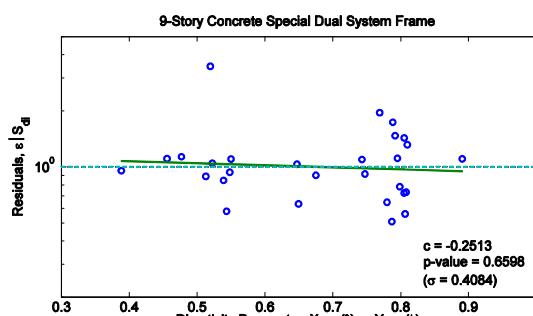
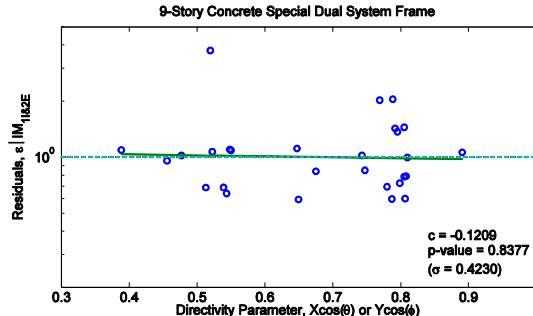
در نهایت خلاصه‌ای از نتایج مربوط به بررسی‌های θ_{max} در جدول (۲) بیان شده و به عنوان نمونه، نتایج مربوط به تحلیل رگرسیون ساختمان ۹ طبقه‌ی بتنی با سیستم دوگانه در اشکال (۳) تا (۶) نشان داده شده است.

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 Seismic Demand Analysis of Nonlinear Structures", Report No. RMS-35, Reliability of Marine Structures Program; Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, California, USA, 1999.



شکل ۵- رگرسیون $\epsilon | IM_{1I\&2E}$ و $\epsilon | S_{di}$ نسبت به R برای تعیین کفايت R و S_{di} نسبت به



شکل ۶- رگرسیون $\epsilon | IM_{1I\&2E}$ و $\epsilon | S_{di}$ نسبت به $X \cos(\phi)$ یا $Y \cos(\phi)$ برای تعیین کفايت $IM_{1I\&2E}$ و S_{di} نسبت به $X \cos(\phi)$ یا $Y \cos(\phi)$

- [10] Structural Dynamics, 2005, 34 (10), 1193-1217.
- [11] Baker, J. W., Cornell, C. A., "Spectral Shape, Epsilon and Record Selection", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2006, 35 (9), 1077-1095.
- [12] Baker, J. W., Cornell, C. A., "Vector-Valued Intensity Measures for Pulse-Like Near-Fault Ground Motions", Engineering Structures, 2008, 30 (4), 1048-1057.
- [13] Cornell, C. A., "On Earthquake Record Selection for Nonlinear Dynamic Analysis", The Esteva Symposium, Mexico, 2005.
- [14] Pacific Earthquake Engineering Research Center, Next Generation Attenuation of Ground Motions (NGA) Project, <http://peer.berkeley.edu/nga/>, 2009.
- [15] 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.
- [16] 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.
- [17] Mai, P. M., The Database of Finite-Source Rupture Models, <http://www.seismo.ethz.ch/srcmod/Events.html>, 2009.
- [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 Advanced 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

EXTENDED ABSTRACT

Study of Precision for Structural Responses of Buildings using Advanced Scalar Intensity Measures

Abdolrahim Jalali *, Arash Akbari Hamed

Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz 5166616471, Iran

Received: 22 November 2011; **Accepted:** 26 June 2012

Keywords:

Performance, Efficiency, Sufficiency, Scalar intensity measure, Near-source ground motion

1. Introduction

Earthquake intensity measures (IMs) are used in assessing the seismic performance of structures. They can also be considered as scale factors for recorded ground motions in incremental dynamic analysis. "Sufficiency" and "efficiency", that will be estimated using linear regression analyses, are two criteria for examining the concluded accuracy of using IMs in the structural performance assessment. In this paper, two advanced scalar IMs, including inelastic spectral displacement (S_{di}) and inelastic spectral displacement with a higher-mode factor ($IM_{II\&2E}$), are investigated. This research is concentrated on the evaluation of efficiency and sufficiency of advanced IMs for near-fault ground motions. For this purpose, by conducting nonlinear time history analyses, maximum inter-story drift ratio (θ_{max}) as main structural response is estimated. After estimating IMs, for the assessment of their efficiency and sufficiency with respect to M , R and $X \cos(\theta)$ or $Y \cos(\phi)$, via linear regression analysis, standard deviation of residuals and a parameter called "p-value" are used respectively. Here, M , R and $X \cos(\theta)$ or $Y \cos(\phi)$ are moment magnitude, closest distance to the rupture and directivity parameters, respectively.

2. Methodology

2.1. Building models and earthquake records

Under the hypothesis of a rigid diaphragm, a 2-D centerline model of each of the ten symmetric and regular reinforced concrete and steel moment resisting framed and dual system frame building models with 3, 9 and 20 stories, which have been designed with ETABS, is created for nonlinear analysis using SAP2000. Each model consists of two exterior and interior frames which are connected together with a rigid link at every floor (as an example, see Fig. 1). For reinforced concrete buildings, the shear walls are modeled as a column at the middle of the corresponding span. Also, in the members of reinforced concrete building models, longitudinal and confinement bars are modeled. Flexural hinges (M3), interactional axial-flexural hinges (P-M3) and axial hinges (P) are assigned at the ends of beams, columns and braces, respectively. The nonlinear analyses take into account $P-\Delta$ effects. The hysteretic models that are considered for hinges at the ends of members constitute stiffness and strength deterioration. Mass and stiffness proportional (Rayleigh) damping are assumed, with a damping ratio of 5% specified at the fundamental period (T_f) and at a period with modal participating mass ratio more than 90%.

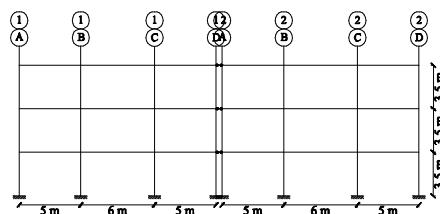


Fig. 1. 2-D models for time history analysis with SAP2000

* Corresponding Author

E-mail addresses: jalali@tabrizu.ac.ir (Abdolrahim Jalali), arash.ah@mail.com (Arash Akbari Hamed).

In this research, a suite of 31 near-fault ground motion records, which have forward-directivity effects and have been recorded on “stiff soil” or “very dense soil and soft rock”, are selected from the PEER strong motion database [1]. The ranges of moment magnitude (M_w) and closest distance to the rupture (R_{close}) of these records are from 6.53 to 6.93 and from 0.07 to 21.68 km, respectively.

2.2. Methods and theory

In this research, the strike-normal component of the ground motion records are considered. For this purpose, by using the values of the strike of the faults, each near-fault ground motion records are rotated to the strike-normal direction using MATLAB.

Following the idea and notation of Luco and Cornell [1, 2], definition of $IM_{II\&2E}$ can be expressed as

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

in which $PF_n^{(2)}$ refers to the n^{th} mode participating factor for the story in which the first two mode square root of the sum of the squares (SRSS) estimate of θ_{\max} occurs. Since yield displacement d_y is required for estimating $IM_{II\&2E}$ and S_{di} , therefore, first-mode nonlinear static analyses (pushover) are conducted for every model and by means of base shear-roof displacement diagrams, the values of d_y are calculated. As expressed in Eq. (1), values of $S_d(T_1, \zeta_1)$, $S_d(T_2, \zeta_2)$, $S_{di}(T_1, \zeta_1, d_y)$ and modal participation factors are required for estimating $IM_{II\&2E}$ and S_{di} . The values of linear and nonlinear spectral displacements for a single-degree-of-freedom model with the values of T_1 , T_2 , ζ_1 , ζ_2 and d_y are obtained using NONLIN.

To estimate θ_{\max} for every building model, nonlinear time history analyses are conducted by SAP2000. After performing nonlinear time history analyses and calculating IMs , for the assessment of sufficiency with respect to M , R and $X \cos(\theta)$ or $Y \cos(\phi)$, efficiency and bias of each IM for every building model, linear regression analyses using MATLAB are carried out. The efficiency of IM is measured by the degree of dispersion about the regression fit, and the sufficiency of IM is measured by the amount of statistical independency of the residuals, obtained from the regression of structural demand measure (DM) on IM , regarding M , R and $X \cos(\theta)$ or $Y \cos(\phi)$.

In this research, for the evaluation of the efficiency and sufficiency of each IM , a one-parameter linear natural logarithmic regression is utilized. According to the attenuation relationships and equations which have been proposed by references [3] and [4], the employed regression model can be expresses as

$$\ln(\varepsilon | IM) = \ln(a'') + c \cdot M + \ln(\varepsilon | IM, M) \quad (2)$$

$$\ln(\varepsilon | IM) = \ln(a'') + c \cdot \ln(R) + \ln(\varepsilon | IM, R) \quad (3)$$

$$\ln(\varepsilon | IM) = \ln(a'') + c \cdot X \cos(\theta) \text{ or } Y \cos(\phi) + \ln(\varepsilon | IM, X \cos(\theta) \text{ or } Y \cos(\phi)) \quad (4)$$

Where a'' and c are the regression coefficients to be estimated and $\ln(\varepsilon | IM, M, R, X \cos(\theta) \text{ or } Y \cos(\phi))$ is the random error in θ_{\max} given IM and M , R and $X \cos(\theta)$ or $Y \cos(\phi)$. The standard deviation of $\ln(\varepsilon | IM)$, indicated as σ is a criterion for assessing the efficiency of IM . The use of linear natural logarithmic regression is based on the roughly log-normal distribution of $\varepsilon | IM$ and invariable σ .

If the coefficient c on M , R and $X \cos(\theta)$ or $Y \cos(\phi)$ are not statistically significant, which can be computed by the equivalent p -value, then the given IM can be expressed as sufficient. The p -value is defined as the probability of finding an estimate of c at least as large (in absolute value) as that observed if, in fact, the true value of c is 0 [5]. Consequently, a p -value approximately less than 0.05 implies that the calculated coefficient c is statistically significant, and for this reason, IM is insufficient.

3. Results and discussion

1) For 3-story reinforced concrete and steel buildings with dual system and moment resisting frames, both of the IMs are sufficient regarding M , R and $X \cos(\theta)$ or $Y \cos(\phi)$. However, due to the high standard deviation, they are not efficient. It's due to that these buildings are low-rise then higher-mode effects are negligible and their behavior under the considered records are highly nonlinear; so, both of the IMs have acceptable results.

2) For 9-story reinforced concrete buildings with dual system frame, despite S_{di} has admissible sufficiency with respect to the considered 3 parameters, but it has high bias and standard deviation. The dispersion of the points around the line in Fig. 2 confirms the mentioned result. In addition to sufficiency with respect to M , R and $X \cos(\theta)$ or $Y \cos(\phi)$, $IM_{II\&2E}$ is efficient and it is the best choice for this kind of buildings. Also, it is noticed that the slope of the regression line is negative (as an example, see Fig. 4) and the dispersion of the points around the line for both of

the IMs is the same and the value of the error for all of the considered parameters is in a small interval which respectively, show that c has a negative value and p -value is satisfying. However, for 9-story steel buildings with dual system frame, S_{di} , despite sufficiency with respect to the 3 parameters, has relatively high bias and standard deviation. Also, $IM_{II\&2E}$ has high bias and standard deviation and does not supply sufficiency with respect to $X \cos(\theta)$ and $Y \cos(\phi)$. Then, because of high nonlinearity of this building under near-fault ground motions, applying S_{di} is more appropriate than $IM_{II\&2E}$.

3) Due to high nonlinearity of the building under the records, for 9-story reinforced concrete and steel buildings with moment resisting frame, despite high bias, employing S_{di} is more appropriate than $IM_{II\&2E}$ which does not supply sufficiency with respect to R .

4) For 20-story reinforced concrete and steel buildings with moment resisting frames, S_{di} has high bias and insufficiency with respect to R ; but $IM_{II\&2E}$ supply both the efficiency and sufficiency. Then, the use of $IM_{II\&2E}$ for this kind of structures is more appropriate and the reason is low-nonlinearity and higher modes contribution in building's behavior.

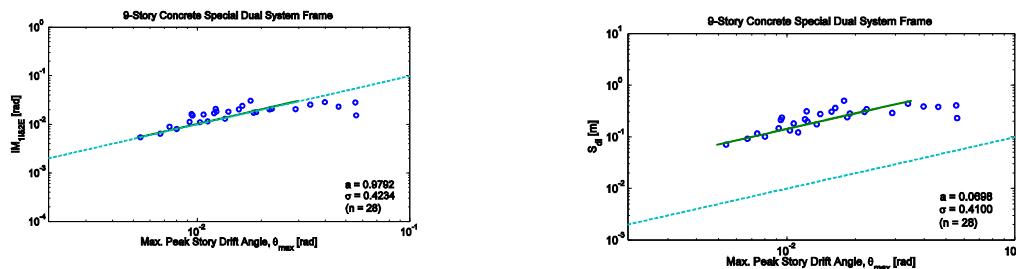


Fig. 3. Regression of θ_{\max} on $IM_{II\&2E}$ and S_{di} to compute the bias (a) and efficiency (σ) of $IM_{II\&2E}$ and S_{di}

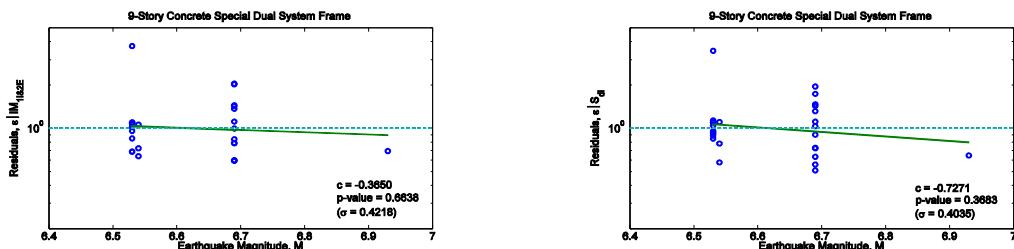


Fig. 4. Regression of $\varepsilon | IM_{II\&2E}$ and $\varepsilon | S_{di}$ on M to compute the sufficiency of $IM_{II\&2E}$ and S_{di} regarding M (p -value).

4. Conclusions

Based on the results of the current research work, the following conclusions are drawn:

- 1) Both of the IMs supply the sufficiency θ_{\max} with respect to M .
- 2) For supplying the sufficiency of θ_{\max} with respect to the directivity parameters ($X \cos(\theta)$ or $Y \cos(\phi)$), S_{di} is proper.
- 3) For supplying the sufficiency of θ_{\max} with respect to R , S_{di} is proper.
- 4) For providing less bias and standard deviation for θ_{\max} , $IM_{II\&2E}$ is appropriate.
- 5) Eventually, it can be concluded that S_{di} is more appropriate than $IM_{II\&2E}$; however, for increasing the accuracy and supplying efficiency and sufficiency for each case, this IM must be considered with other parameters (e.g. spectral shape parameters) like vector IMs .

5. References

- [1] 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.
- [2] Luco, N., Cornell, C. A., "Structure-Specific Scalar Intensity Measures for Near-Source and Ordinary Earthquake Ground Motions", Earthquake Spectra, 2007, 23 (2), 357-92.
- [3] Abrahamson, N. A., Silva, W. J., "Empirical Response Spectral Attenuation Relations for Shallow Crustal Earthquakes", Seismological Research Letters, 1997, 68(1), 94-127.
- [4] 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.
- [5] Benjamin, J. R., Cornell, C. A., "Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers", First Edition, McGraw Hill Inc., New York, 1970, 684 pp.