

بررسی رفتار لرزه‌ی قاب‌های فولادی در سطوح خطر مختلف با روش زمان دوام

افشین فرهادی (کارشناس ارشد)

همایون استکانچی* (استاد)

ابوالحسن وفایی (استاد)

طیبه گلی (کارشناس)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

مهندسی عمران: شریف
دوری ۲-۲۸، شماری ۴، ص. ۱۱۵-۱۲۵

نیاز به تحلیل‌های سنگین و پر حجم دینامیکی غیرخطی و تاریخچه‌ی زمانی در طراحی سازه‌ها براساس عملکرد، باعث شده است تا پژوهشگران کماکان در پی یافتن شیوه‌های جدیدی برای بررسی عملکرد سازه تحت زلزله با شدت‌های مختلف باشند. در این نوشتار، هدف بررسی توانمندی روش زمان دوام در پیش‌بینی رفتار لرزه‌ی قاب‌های فولادی در سطوح خطر مختلف و همچنین اراقه‌ی روش زمان دوام به منزله‌ی روشی نوین و کاربردی، برای تعیین عملکرد قاب‌های فولادی با کمترین تعداد تحلیل تاریخچه‌ی زمانی است. برای اطمینان از صحت نتایج تحلیل زمان دوام در پیش‌بینی پاسخ‌های سازه، نتایج آن با نتایج تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی دو مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت واقعی مقایسه و نشان داده شد که در تمامی سطوح خطر مورد بررسی، توابع شتاب زمان دوام، پیش‌بینی مناسبی از رفتار سازه تحت زلزله‌های واقعی ارائه می‌کند. همچنین ملاحظه شد که روش زمان دوام به شتاب‌نگاشت‌های انتخابی وابستگی ندارد.

واژگان کلیدی: زمان دوام، طراحی براساس عملکرد، تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، سطوح خطر.

مقدمه

از روش‌های ساده‌تر می‌باشد. روش زمان دوام، روشی مبتنی بر تحلیل دینامیکی است و مزایای این نوع تحلیل را در خود نهفته دارد. علاوه بر آن، وابسته نمودن نتایج به زمان، دارای نظم حائز اهمیتی است که این نظم سهم بسزایی در کاهش پیچیدگی روش دارد. علاوه بر آن، مفهوم زمان دوام، به تنهایی و جدای از روش تحلیل مربوط، می‌تواند کارگشای برخی از ابهامات موجود در روش‌های جدید دیگر نظیر روش طراحی براساس عملکرد باشد. در نتیجه کاربرد روش زمان دوام در تعیین سطوح عملکردی سازه‌ها می‌تواند روش طراحی براساس عملکرد را به طرز چشمگیری قابل فهم سازد و استفاده از آن را برای مهندسان آسان کند.

در روش طراحی براساس عملکرد سطوح خطر و نحوه‌ی کالیبره کردن زلزله‌های مختلف برای این سطوح حائز اهمیت است. در روش زمان دوام شدت‌های مختلف زلزله، متناظر با زمان‌های مختلف اعمال تابع شتاب زمان دوام است. بنابراین براساس این روش می‌توان تعریفی ساده و نسبتاً دقیق برای هر سطح خطر ارائه کرد. به علاوه، استفاده از روش نوین زمان دوام و در نتیجه کاهش حجم تحلیل‌های انجام شده می‌تواند در پیشبرد روش طراحی براساس عملکرد کمک شایانی نماید.^[۱]

روش تحلیل زمان دوام بر مبنای روش تحلیل تاریخچه‌ی زمانی است؛ با این تفاوت که در این روش، سازه تحت یک تابع شتاب که شدت آن با گذشت زمان

در دهه‌ی گذشته، بیشتر آیین‌نامه‌های معتبر دنیا سعی کرده‌اند تا معیارهای طراحی خود را به سمت طراحی سازه‌ها براساس عملکرد^۱ پیش ببرند.^[۲] طراحی براساس عملکرد دارای یک فلسفه‌ی طراحی عمومی است، که در آن سعی می‌شود سازه‌ی طراحی شده در یک منطقه با سطح لرزه‌خیزی خاص، قابلیت رسیدن به عملکرد مورد انتظار را داشته باشد. با این وجود، موانع و مشکلات موجود در روش‌های کلاسیک، از جمله پیچیدگی نتایج، کالیبره کردن زلزله در سطوح مختلف خطر و حجم بودن محاسبات باعث شده است تا پژوهشگران کماکان در پی یافتن شیوه‌های جدیدی برای بررسی عملکرد سازه تحت زلزله با شدت‌های مختلف باشند.

کاربرد روش‌های تحلیل دینامیکی نظیر تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی^۲ و تحلیل دینامیکی فزاینده^۳، در طراحی براساس عملکرد سازه‌ها بسیار مفیدند. لذا مسائلی نظیر نحوه‌ی انتخاب رکوردها، تنوع خروجی‌ها، پیچیدگی نتایج آن‌ها و همچنین تحلیل‌های سنگین مورد نیاز برای این روش‌ها، کماکان دلایلی برای استفاده

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۱/۵/۴، اصلاحیه ۱۳۹۱/۸/۲۲، پذیرش ۱۳۹۱/۱۰/۲

واقعی و پیش‌بینی نتایج در صورت استفاده از لرزه‌هایی به جز لرزه‌های استفاده شده در ساخت توابع شتاب انجام شده است. در تمامی موارد، شتاب‌نگاشت زمان‌دوام پیش‌بینی مناسبی از رفتار سازه تحت رکوردهای واقعی ارائه کرده است. همچنین ملاحظه گردید که روش زمان‌دوام به شتاب‌نگاشت‌های انتخابی وابستگی ندارد.

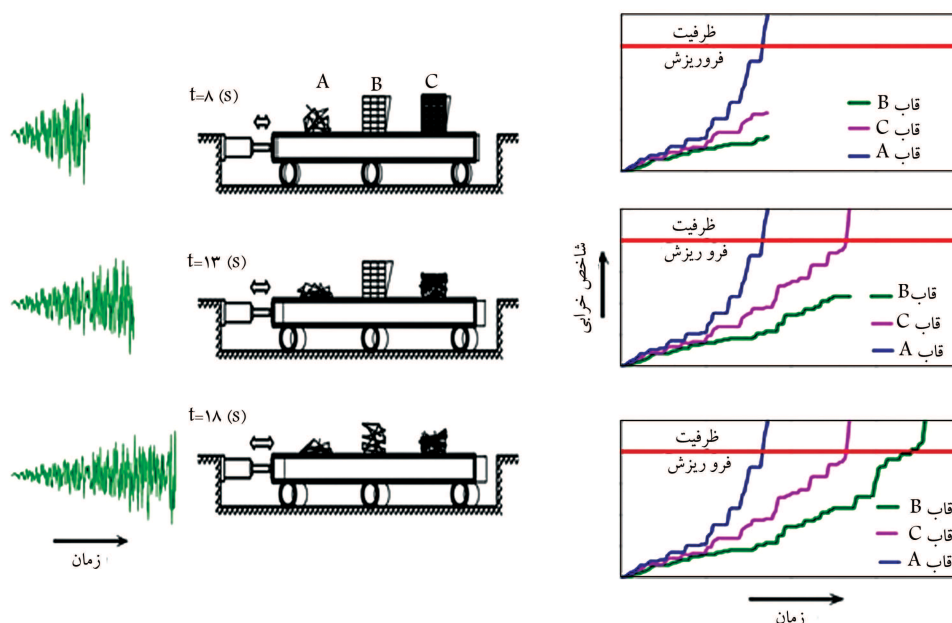
روش زمان‌دوام

روش زمان‌دوام در واقع یک تحلیل بارافزون دینامیکی ساده است که تلاش می‌کند مقاومت لرزه‌ی سازه‌ها را با تحلیل آن‌ها تحت یک تهیج دینامیکی فراینده‌ی از پیش طراحی‌شده بررسی کند. در این روش پاسخ‌های اصلی سازه نظیر تغییرمکان، تغییرمکان نسبی طبقات، تنش ایجادشده در مقاطع، چرخش خمیری مفاصل، و معیارهای خرابی مناسب دیگر در طول تحلیل اندازه‌گیری می‌شوند و تحلیل تا زمان خرابی سازه یا گذر سازه از یک معیار عملکردی تا مجاز ادامه پیدا می‌کند. مدت زمان تجربه‌ی سازه از ابتدای تحلیل تا لحظه‌ی خرابی زمان‌دوام نامیده می‌شود.^[۴] مفهوم روش زمان‌دوام را می‌توان با استفاده از یک آزمایش فرضی توضیح داد. سه سازه‌ی مختلف با خصوصیات نامشخص بر روی میز لرزانی قرار می‌گیرند که تحت ارتعاش تصادفی است و شدت آن به تدریج افزایش پیدا می‌کند (تابع شتاب) (شکل ۱). در شروع آزمایش تا هنگامی که دامنه‌ی ارتعاشات کم است، هر سه سازه پایدار خواهند بود. با گذشت زمان و افزایش شدت تحریک، ابتدا سازه‌ی A، سپس سازه‌ی C، و در نهایت سازه‌ی B تخریب می‌شوند. با انجام این آزمایش ساده، می‌توان نتیجه گرفت که سازه‌ی A که نسبت به تحریک دینامیکی اعمال‌شده کمترین زمان دوام را دارد، ضعیف‌ترین عملکرد و سازه‌ی B که مدت طولانی‌تری دوام آورده است، بهترین عملکرد را دارد.^[۵]

در صورتی که تحریک دینامیکی اعمال‌شده تناظر مناسبی با تحریک‌های دینامیکی ناشی از زلزله داشته باشد، می‌توان انتظار داشت که سازه‌ی B قابلیت

روندی افزایشی دارد، به صورت دینامیکی غیرخطی تحلیل و شاخص‌های مختلف خرابی سازه در طول زمان بررسی می‌شود. مدت زمان اعمال توابع شتاب زمان‌دوام، نمایانگر شدت‌های مختلف زلزله در هر یک از سطوح عملکردی هستند. بنابراین با هر بار تحلیل سازه تحت تابع شتاب زمان‌دوام می‌توان عملکرد سازه در سطوح عملکردی مختلف را ارزیابی کرد. برای رسیدن به دقت بالاتر می‌توان از سه تابع شتاب زمان‌دوام استفاده کرد و میانگین پاسخ‌ها را به منزله‌ی پاسخ سازه در نظر گرفت.

در این نوشتار، روش زمان‌دوام برای ارزیابی رفتار لرزه‌ی قاب‌های فولادی در سطوح خطر مختلف استفاده شده است. هدف این نوشتار، ارزیابی دقت نتایج به دست آمده در زمان‌های متناظر با سطوح خطر مختلف و متفاوت با زمان هدف استاندارد (ثانیه‌ی دهم) بررسی‌شده در مطالعات قبلی است. بدین منظور، در ابتدا مروری بر مفهوم روش زمان‌دوام ارائه و نحوه‌ی تهیه‌ی توابع شتاب منطبق با زلزله‌های واقعی بیان شده است. سپس قاب‌های خمشی فولادی مختلف با رفتار غیرارتجاعی مدل و عملکرد سازه در سطوح خطر مختلف بررسی شده است. همچنین جابجایی بین طبقات و نیروی برشی طبقات به منزله‌ی معیار خرابی در نظر گرفته شده است. سپس برای اطمینان از صحت نتایج تحلیل زمان‌دوام، نتایج آن با نتایج تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی دو مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت مختلف مقایسه شده است. مجموعه‌ی اول، شتاب‌نگاشت‌هایی هستند که توابع شتاب زمان‌دوام از آن ساخته شده‌اند. با توجه به اینکه توابع شتاب زمان‌دوام سری e طوری ساخته شده‌اند که بتوانند میانگین پاسخ‌های سازه را تحت ۷ شتاب‌نگاشت زلزله‌ی رخ داده بر روی خاک تیپ C تخمین بزنند، این سؤال پیش می‌آید که اگر زلزله‌ی خارج از این ۷ شتاب‌نگاشت خاص در محل سازه رخ بدهد چه اتفاقی می‌افتد؟ آیا روش زمان‌دوام همچنان توانایی ارائه‌ی تخمین مناسب پاسخ سازه را دارد یا خیر؟ بدین منظور از مجموعه‌ی دوم شتاب‌نگاشت‌ها استفاده شده است. مجموعه‌ی دوم، شتاب‌نگاشت‌هایی هستند که بر خاک مشابه رخ داده‌اند؛ ولی در فرایند ساخت توابع شتاب استفاده نشده‌اند. نظر به ماهیت تصادفی زلزله‌ها، این پژوهش با هدف ارزیابی توانایی روش زمان‌دوام در شرایط



شکل ۱. معرفی شماتیک تحلیل زمان‌دوام در تشخیص مقاومت لرزه‌ی سیستم‌های مختلف.

جدول ۲. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مجموعه‌ی GM۲.

مخفف	PGA (cm/s ^۲)	مؤلفه (درجه)	شماره ایستگاه	بزرگی (Ms)	نام زلزله	تاریخ
IVPTS۳۱۵	۲۰۰/۲	۳۱۵	۵۰۵۱	۶/۸	Imperial Valley	۷۹/۱۰/۱۵
SFPAS۰۹۰	۱۰۷/۹	۹۰	۸۰۰۵۳	۶/۵	San Fernando	۷۱/۰۲/۰۹
LPA۰۷۰۰۰	۱۵۳	۰	۵۸۳۷۸	۷/۱	Loma Prieta	۸۹/۱۰/۱۷
LPG۰۶۰۹۰	۱۶۶/۹	۹۰	۵۷۳۸۳	۷/۱	Loma Prieta	۸۹/۱۰/۱۷
MHGIL۰۶۷	۹۵	۶۷	۴۷۰۰۶	۶/۱	Morgan Hill	۸۴/۰۴/۲۴
PSFVR۰۴۵	۱۲۹	۴۵	۵۰۶۹	۶	Palmsprings	۸۶/۰۷/۰۸
NRLH۱۰۰۰	۸۴/۹	۰	۲۴۲۷۱	۶/۸	Northridge	۹۴/۰۱/۱۷

در پژوهش حاضر، قصد داریم عملکرد سازه را در سطوح خطر ۲-BSE، ۱-BSE و ۵۰/۵۰٪ بررسی کنیم. طبق آیین‌نامه‌ی ۴۱۰-۰۶ ASCE سازه باید در سطح خطر ۲-BSE عملکرد CP ۶^۰، در سطح خطر ۱-BSE عملکرد LS^۷ و در سطح خطر ۵۰/۵۰٪ عملکرد خدمت‌رسانی یا IO^۸ را داشته باشد. آیین‌نامه برای قاب خمشی فولادی میزان تغییر مکان نسبی حالت گذرای قابل قبول برای سطح CP را ۵٪ و برای سطح LS، ۲/۵٪ و برای سطح IO، ۷٪ تعیین کرده است.

مدل‌های سازه‌ی

به‌منظور بررسی توانمندی روش زمان‌دوام در ارزیابی لرزه‌ی قاب‌های فولادی در سطوح خطر مختلف، قاب‌های فولادی منظم به‌صورت ۱ و ۳ دهانه و با تعداد طبقات ۳، ۷ و ۱۲ طبق مدل و براساس آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰^[۷] و با روش استاتیکی معادل و براساس AISC-ASD۸۹ طراحی شدند.^[۸] مشخصات عمومی این قاب‌ها به این شرح است:

ارتفاع تمام طبقات یکسان و برابر ۳/۲ متر، طول دهانه برای تمام قاب‌ها ۶ متر، و خاک منطقه از نوع II فرض شده است. از آنجا که هدف، بررسی رفتار غیرخطی سازه است، از ماده کشسان-خمیری دو خطی با شیب ۳٪ در ناحیه سخت‌شدگی برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی فولاد در المان Nonlinear Beam Column و از نرم‌افزار Opensees استفاده شده است. این المان برای ایجاد اعضای غیرخطی است که توزیع خمیری گسترده در طول عضو دارند.^[۹] اثرات P-Δ در طراحی و تحلیل قاب‌های مذکور در نظر گرفته شده و اثرات دینامیکی اندرکنش خاک و سازه در نظر گرفته نشده است. همچنین، ضریب میرایی ذاتی ۵٪ برای تحلیل قاب‌ها در نظر گرفته شده است. در نتیجه، میرایی فرض شده برای تحلیل استاتیکی قاب‌ها با میرایی طیف پاسخ مولد توابع شتاب برابر است. سایر مشخصات این قاب‌ها دقیقاً مشابه قاب‌های استفاده‌شده در سایر پژوهش‌ها است.^[۱۰] برای اینکه بتوان تنوع رفتار سازه‌ی بیشتری را در محدوده‌ی غیرخطی بررسی کرد، قاب ۷ طبقه فقط برای بار نقلی طراحی شده است. با این‌کار می‌توان رفتار سازه‌هایی را که بیشتر وارد محدوده‌ی

شتاب‌نگاشت ثبت‌شده بر روی خاک تیپ II آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ استفاده شده در آیین‌نامه‌ی FEMA۴۴۰ انتخاب شده‌اند (جدول ۲).

سطوح عملکردی

آیین‌نامه‌ی ۴۱۰-۰۶ ASCE را مؤسسه‌ی ASCE با عنوان بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌های موجود منتشر کرده است که یکی از آیین‌نامه‌های طراحی براساس عملکرد است. در این آیین‌نامه، ۶ سطح عملکرد سازه‌ی ۵ سطح عملکرد غیرسازه‌ی تعریف شده است. با ترکیب این دو سطح عملکرد، سطح عملکرد هدف برای کل ساختمان به این صورت تعریف می‌شود:

- سطح خدمت‌رسانی (۱-A)،
- سطح استفاده‌ی بی‌وقفه (۱-B) یا IO،
- سطح ایمنی جانی (۳-C) یا LS،
- سطح آستانه‌ی فروریزش (۵-E) یا CP.

از طرف دیگر در این آیین‌نامه سطوحی از شدت زلزله نیز تعریف شده است که با عنوان سطح خطر بیان می‌شوند. سطح خطر ۲-BSE^۴ که نمایانگر شدیدترین زلزله‌ی محتمل MCE^۵ با احتمال فراگذشت ۲٪ در ۵۰ سال یا دوره‌ی بازگشت ۲۴۷۵ ساله است. سطح خطر ۱-BSE با احتمال فراگذشت ۱۰٪ در طی ۵۰ سال یا دوره‌ی بازگشت ۴۷۴ سال. دو سطح خطر فرعی زلزله به صورت ۲۰/۵۰٪ با احتمال فراگذشت ۲۰٪ در طی ۵۰ سال معادل دوره‌ی بازگشت ۲۲۵ سال و ۵۰/۵۰٪ زلزله با احتمال فراگذشت ۵۰٪ در طی ۵۰ سال معادل دوره‌ی بازگشت ۷۲ سال نیز تعریف شده است.

هدف طراحی با استفاده از سطوح عملکرد و سطوح خطر فوق براساس نیاز و کاربرد سازه تعیین می‌شود. برای رسیدن به این هدف، محدودیت‌هایی توسط آیین‌نامه برای تغییرشکل و نیروهای داخلی ایجاد شده در سازه تحت هر یک از سطوح خطر تعیین شده است که در صورت تأمین این محدودیت‌ها توسط سازه، می‌توان گفت سازه دارای سطح عملکرد موردنظر است.

جدول ۳. مشخصات ارتعاشی قاب‌های فولادی.

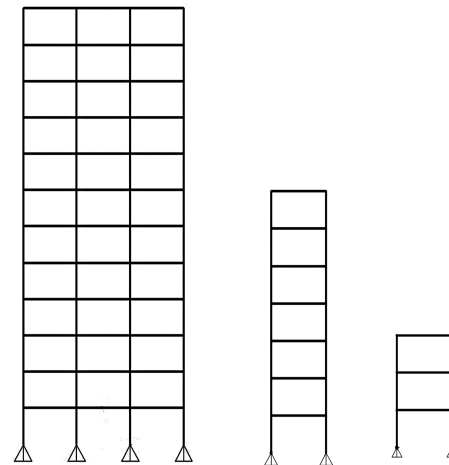
FM۱۲B۳RGS	FM۰۷B۱RGS	FM۰۳B۱RGS	
۲/۰۳	۲/۵۲	۰/۸۷	پریود مود اول
۰/۷۸	۰/۸۶	۰/۸۸	درصد مشارکت جرمی مود ۱
۰/۱۳	۰/۰۹	۰/۱۱	درصد مشارکت جرمی مود ۲
۰/۰۴	۰/۰۳	۰/۰۲	درصد مشارکت جرمی مود ۳
۱۰۶۶/۵۲	۲۰۱/۸۳	۸۷/۶۵	جرم کل (تن)

ارزیابی عملکرد تحلیل زمان دوام

سه مدل، تحت سه تابع شتاب زمان دوام $1-3 \times 10^{-2} \text{ETA}$ قرار گرفته‌اند. یکی از مسائل مهم در بررسی نتایج زمان دوام، نحوه‌ی مقایسه‌ی نتایج آن با روش‌های متداول دیگر است. مثلاً در تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی نتایج بیشتر با بیشینه‌ی مقادیر پاسخ‌ها بیان می‌شود. اما در روش زمان دوام نتایج به صورت مقادیر فزاینده‌ی پاسخ در زمان‌های مختلف بیان می‌شود. بنابراین برای مقایسه‌ی نتایج روش زمان دوام و روش‌های دیگر باید زمان معادلی در تحلیل زمان دوام یافت شود که معیار شدتی متناظر با معیار شدت روش دیگر ایجاد کند. برای به دست آوردن زمان معادل در تحلیل زمان دوام، از روشی مشابه روش مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها در تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی استفاده می‌شود. بدین صورت که برای هر تابع شتاب با چند سعی و خطا زمان متناظر با هر سطح خطر به گونه‌ی تعیین می‌شود که سطح زیر طیف مربوط به آن در بازه‌ی $0.7T$ تا $1.75T$ با سطح زیر طیف آن سطح خطر در آیین‌نامه‌ی ASCE۴۱ برابر شود (T زمان تناوب سازه‌ی موردنظر است). با توجه به آنکه توابع شتاب به گونه‌ی ساخته شده‌اند که زمان در تابع شتاب با طیف پاسخ نسبت خطی دارد، می‌توان با چندین بار سعی و خطا، دقیقاً زمانی را پیدا کرد که سطح زیر طیف تابع شتاب و سطح خطر آیین‌نامه یکی شود. زمان‌های معادل تحلیل برای هر قاب در ۳ سطح خطر در جداول ۷ تا ۹ آورده شده‌اند.

همان‌گونه که قبلاً اشاره شد، نحوه‌ی استخراج منحنی‌های پاسخ-زمان در روش زمان دوام بدین صورت است که پس از انجام تحلیل، مقدار پاسخ موردنظر مثلاً جابجایی بین طبقه‌ی برای هر طبقه در طول زمان به دست می‌آید. سپس در هر زمان بیشینه‌ی قدرمطلق پاسخ تا آن زمان به دست می‌آید و بیشینه‌ی عدد به دست آمده برای همه‌ی اعضا در طول زمان برای سه تابع شتاب رسم می‌شود. همچنین بین سه نمودار مربوط به تحلیل سه تابع شتاب میانگین‌گیری می‌شود و بعد از هموارکردن نمودار به دست آمده به روش حرکت متوسط^۹ نمودار نهایی رسم می‌شود. مقدار پاسخ یا شاخص خرابی در هر زمان در این نمودار بیانگر تقاضای زلزله با دوره‌ی بازگشت معادل هر زمان دوام از سازه است.

شکل ۵، نتیجه‌ی مقیاس‌سازی را برای قاب سه طبقه نشان می‌دهد. همان‌گونه که در شکل ۶ مشاهده می‌گردد، در بازه $0.7T$ تا $1.75T$ سطح زیر طیف شتاب‌نگاشت‌های مجموعه GM۱ و مجموعه GM۲ و توابع شتاب زمان دوام برابر هستند. این روش مقیاس‌سازی موجب انطباق خوب با طیف آیین‌نامه در هر سطح خطر شده است. لذا شدت و مقدار هریک از شتاب‌نگاشت‌ها و توابع شتاب، معادل شدت زلزله در سطح خطرهای موردنظر هستند. اکنون با استفاده از توابع شتاب سری e می‌توان



شکل ۴. شماتیک قاب‌های مورد استفاده‌ی ۳، ۷ و ۱۲ طبقه‌ی فولادی.

غیرخطی می‌شوند، بررسی کرد. همچنین با این شیوه می‌توان رفتار سازه‌هایی را که به صورت مناسب طراحی شده‌اند، با رفتار سازه‌هایی که به صورت نامناسب طراحی شده‌اند مقایسه کرد. به همین منظور قاب‌هایی برای زلزله طراحی شده‌اند، که حرف S در انتهای اسامی اختصاری‌شان بیانگر طراحی مناسب و حرف W در آخر اسم قاب ۷ طبقه، بیانگر آن است که به صورت ضعیف (فقط برای بار ثقلی) طراحی شده است. جرم قاب‌ها در این سه حالت یکسان است. در شکل ۴ و جدول ۳ مشخصات این قاب‌ها مشاهده می‌شود.

تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی

تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی دقیق‌ترین روش در پیش‌بینی رفتار لرزه‌ی سازه است. پس از انتخاب مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت‌ها، این شتاب‌نگاشت‌ها در هر سطح خطر به گونه‌ی مقیاس شده‌اند که سطح زیر طیف آن‌ها در محدوده‌ی $0.7T$ تا $1.75T$ با سطح زیر طیف مربوط به سطح خطر موردنظر در آیین‌نامه‌ی ASCE۴۱-۰۶ برابر باشد (T زمان تناوب سازه است). از آنجا که تحلیل غیرخطی به شدت و بزرگی زلزله حساس است، این نوع مقیاس‌کردن موجب تطابق هرچه بیشتر طیف هر یک از شتاب‌نگاشت‌ها با طیف سطح خطر مربوطه می‌شود. در جداول ۴ تا ۶، ضرایب مقیاس برای هر قاب در ۳ سطح خطر در دو مجموعه‌ی GM۱ و GM۲ آمده است.

جدول ۴. ضرایب مقیاس برای قاب ۳ طبقه FM۰۳B۱RGS در سطوح خطر مختلف.

مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت GM۱							GM۱
ضرایب مقیاس برای قاب FM۰۳B۱RGS							
LPSTG۰۰۰	NRORR۳۶۰	LPLOB۰۰۰	LPGIL۰۶۷	MHG۰۶۰۹۰	LADSP۰۰۰	LPAND۲۷۰	
۱٫۸۹	۱٫۱۰	۲٫۲۶	۲٫۹۳	۱٫۷۴	۳٫۹۳	۲٫۷۴	BSE-۲
۱٫۳۱	۰٫۷۷	۱٫۵۷	۱٫۶۶	۱٫۲۱	۲٫۷۳	۱٫۹۰	BSE-۱
۰٫۶۷	۰٫۳۹	۰٫۸۱	۰٫۸۵	۰٫۶۲	۱٫۴۰	۰٫۹۸	%۵۰/۵۰y

مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت GM۲							GM۲
ضرایب مقیاس برای قاب FM۰۳B۱RGS							
SFPAS۰۹۰	PSFVR۰۴۵	NRLH۱۰۰۰	MHGIL۰۶۷	LPG۰۶۰۹۰	LPA۰۷۰۰۰	IVPTS۳۱۵	
۴٫۸۰	۷٫۷۶	۵٫۱۲	۲۰٫۷۲	۳٫۷۶	۳٫۸۲	۵٫۸۷	BSE-۲
۳٫۳۳	۵٫۳۹	۳٫۵۵	۱۴٫۳۹	۲٫۶۱	۲٫۶۵	۴٫۰۸	BSE-۱
۱٫۷۱	۲٫۷۷	۱٫۸۲	۷٫۳۹	۱٫۳۴	۱٫۳۶	۲٫۰۹	%۵۰/۵۰y

جدول ۵. ضرایب مقیاس برای قاب ۷ طبقه‌ی ضعیف FM۰۷B۱RGW در سطوح خطر مختلف.

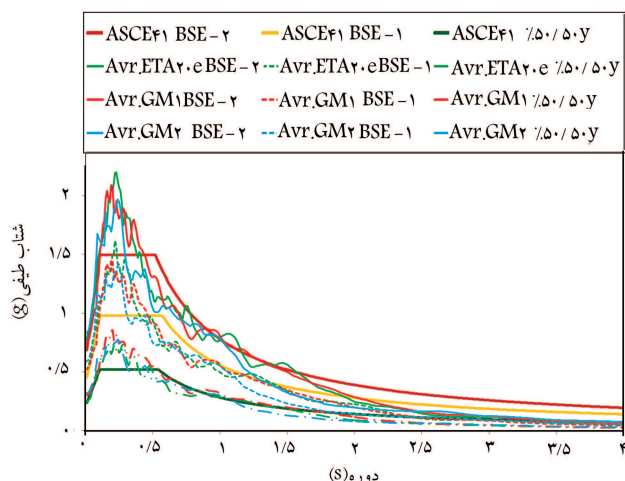
مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت GM۱							GM۱
FM۰۷B۱RGW ضرایب مقیاس برای قاب							
LPSTG۰۰۰	NRORR۳۶۰	LPLOB۰۰۰	LPGIL۰۶۷	MHG۰۶۰۹۰	LADSP۰۰۰	LPAND۲۷۰	
۱٫۷۰	۱٫۲۵	۴٫۹۵	۳٫۶۶	۲٫۲۴	۴٫۸۴	۳٫۶۱	BSE-۲
۱٫۲۲	۰٫۸۹	۳٫۵۴	۲٫۶۲	۱٫۶۰	۳٫۴۶	۲٫۵۸	BSE-۱
۰٫۶۲	۰٫۴۵	۱٫۷۹	۱٫۳۳	۰٫۸۱	۱٫۷۵	۱٫۳۱	%۵۰/۵۰y

مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت GM۲							GM۲
FM۰۷B\RGW ضرایب مقیاس برای قاب							
SFPAS۰۹۰	PSFVR۰۴۵	NRLH۱۰۰۰	MHGIL۰۶۷	LPG۰۶۰۹۰	LPA۰۷۰۰۰	IVPTS۳۱۵	
۵٫۸۴	۱۱٫۴۶	۶٫۹۷	۳۰٫۲۸	۵٫۱۷	۴٫۴۷	۵٫۸۴	BSE-۲
۴٫۱۸	۸٫۲۰	۴٫۹۹	۲۱٫۶۶	۳٫۷۰	۳٫۲۰	۴٫۱۸	BSE-۱
۲٫۱۲	۴٫۱۵	۲٫۵۳	۱۰٫۹۶	۱٫۸۷	۱٫۶۲	۲٫۱۱	%۵۰/۵۰y

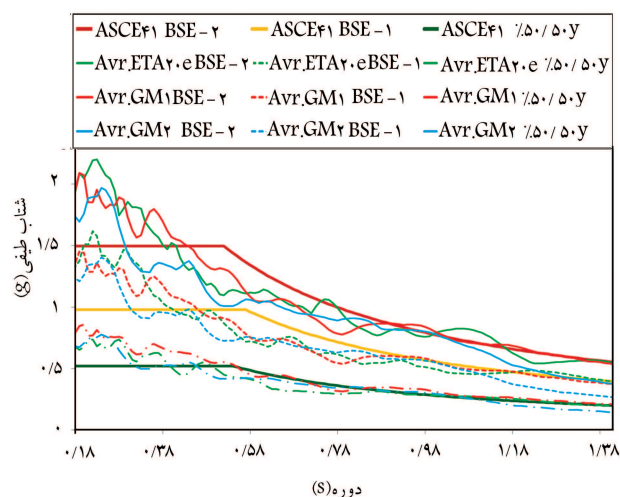
جدول ۶. ضرایب مقیاس برای قاب ۱۲ طبقه‌ی FM۱۲B۳RGS در سطوح خطر مختلف.

مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت GM۱							GM۱
ضرایب مقیاس برای قاب FM۱۲B۳RGS							
LPSTG۰۰۰	NRORR۳۶۰	LPLOB۰۰۰	LPGIL۰۶۷	MHG۰۶۰۹۰	LADSP۰۰۰	LPAND۲۷۰	
۱٫۷۰	۱٫۱۸	۴٫۱۸	۳٫۱۴	۲٫۱۳	۴٫۵۹	۳٫۲۶	BSE-۲
۱٫۲۱	۰٫۸۴	۲٫۹۷	۲٫۲۳	۱٫۵۱	۳٫۲۶	۲٫۳۲	BSE-۱
۰٫۶۱	۰٫۴۲	۱٫۵۱	۱٫۱۳	۰٫۷۷	۱٫۶۵	۱٫۱۸	%۵۰/۵۰y

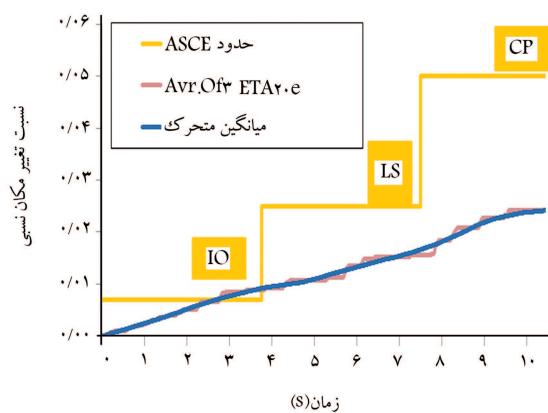
مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت GM۲							GM۲
FM۱۲B۳RGS ضرایب مقیاس برای قاب							
SFPAS۰۹۰	PSFVR۰۴۵	NRLH۱۰۰۰	MHGIL۰۶۷	LPG۰۶۰۹۰	LPA۰۷۰۰۰	IVPTS۳۱۵	
۵٫۴۴	۱۰٫۵۶	۶٫۴۶	۲۸٫۶۷	۴٫۹۱	۴٫۴۶	۵٫۸۹	BSE-۲
۳٫۸۶	۷٫۵۰	۴٫۵۹	۲۰٫۳۶	۳٫۴۸	۳٫۱۷	۴٫۱۸	BSE-۱
۱٫۹۶	۳٫۸۱	۲٫۳۳	۱۰٫۳۴	۱٫۷۷	۱٫۶۱	۲٫۱۲	%۵۰/۵۰y



شکل ۵. طیف آیین نامه ۴۱ ASCE، طیف مقیاس شده میانگین برای مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت GM۱، شتاب‌نگاشت GM۲ و طیف میانگین توابع شتاب ETe.



شکل ۶. طیف آیین نامه ۴۱ ASCE، طیف مقیاس شده میانگین برای مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت GM۱، شتاب‌نگاشت GM۲ و طیف میانگین توابع شتاب ETe در ۳ سطح خطر در بازه‌ی $1/5T-0.2T$.



شکل ۷. منحنی عملکرد قاب ۳ طبقه FM۰۳B\RGs.

جدول ۷. زمان معادل تحلیل زمان دوام برای سازه‌ی ۳ طبقه‌ی FM۰۳B\RGs در سطوح خطر مختلف.

زمان معادل تحلیل (s)			FM۰۳B\RGs
ETA۲۰e۰۳	ETA۲۰e۰۲	ETA۲۰e۰۱	
۱۰/۸۸	۹/۹۳	۱۰/۵۱	BSE-۲
۷/۴۳	۷/۴۶	۷/۶۲	BSE-۱
۳/۸۵	۳/۵۸	۳/۸۴	۵۰/۵۰y

جدول ۸. زمان معادل تحلیل زمان دوام برای سازه‌ی ۷ طبقه‌ی FM۰۷B\RGW در سطوح خطر مختلف.

زمان معادل تحلیل (s)			FM۰۷B\RGW
ETA۲۰e۰۳	ETA۲۰e۰۲	ETA۲۰e۰۱	
۱۳/۳۶	۱۲/۸۵	۱۳/۲۳	BSE-۲
۹/۸۰	۹/۵۰	۱۰/۰۷	BSE-۱
۵/۵۶	۵/۹۹	۴/۷۶	۵۰/۵۰y

جدول ۹. زمان معادل تحلیل زمان دوام برای سازه‌ی ۱۲ طبقه‌ی FM۱۲B\RGs در سطوح خطر مختلف.

زمان معادل تحلیل (s)			FM۱۲B\RGs
ETA۲۰e۰۳	ETA۲۰e۰۲	ETA۲۰e۰۱	
۱۲/۹۰	۱۲/۵۱	۱۲/۸۷	BSE-۲
۹/۴۷	۹/۰۰	۹/۰۷	BSE-۱
۵/۲۲	۵/۶۵	۴/۴۹	۵۰/۵۰y

سطح عملکرد قاب‌ها را در سطوح خطر مختلف تعیین کرد. معیار تعیین سطح عملکرد، جابجایی نسبی می‌باشد مشاهده می‌شود با مشخص بودن زمان معادل تحلیل برای هر سطح خطر، یک بار تحلیل به روش زمان دوام برای تعیین عملکرد سازه در سطوح مختلف کافی است. با مقایسه‌ی این منحنی با مقادیر مجاز آیین‌نامه، نقاط ضعف هر یک از سازه‌ها قابل تشخیص است. برای دقت بالاتر، از سه تابع شتاب زمان دوام استفاده و بین نتایج میانگین گرفته شد.

شکل ۷ منحنی عملکرد قاب ۳ طبقه را نشان می‌دهد. در صورتی که این منحنی را با مقادیر مجاز آیین‌نامه‌ی مربوط به هر سطح عملکرد مقایسه کنیم، می‌توانیم ضعف سازه در سطح IO را پیش‌بینی کنیم؛ زیرا پاسخ سازه در سطح IO بالاتر از مقادیر مجاز آیین‌نامه فراتر رفته است، ولی در دو سطح عملکرد LS و CP مقادیر جابجایی‌های نسبی کمتر از حدود مجاز هستند و حدود آیین‌نامه رعایت شده است.

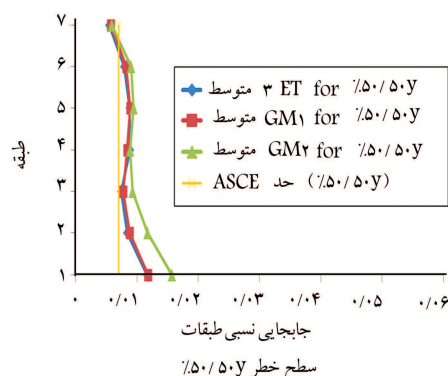
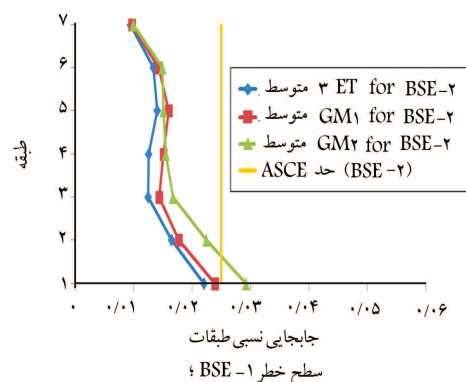
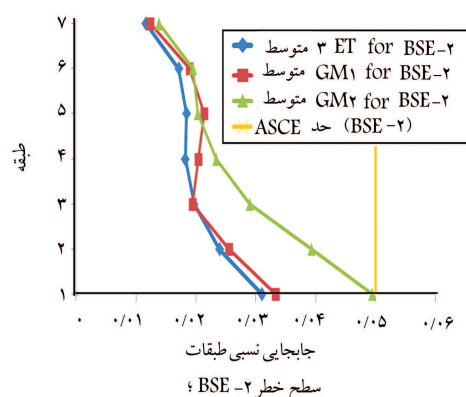
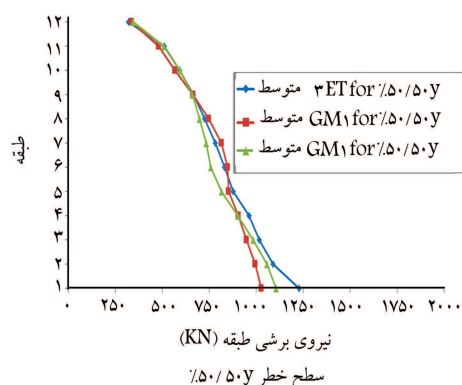
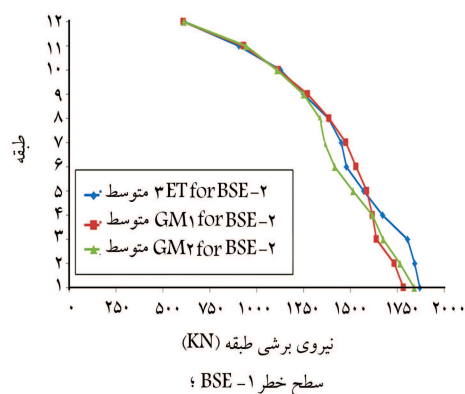
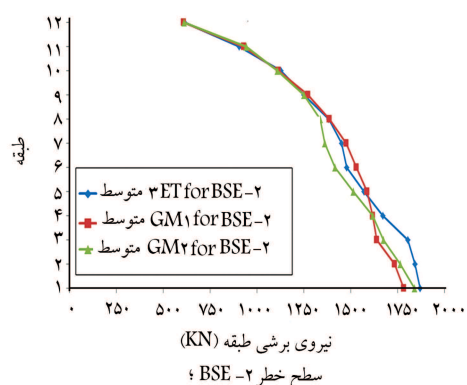
برای بررسی بیشتر، جابجایی طبقات تحت ۷ شتاب‌نگاشت سری GM۱ و GM۲ مقیاس شده برای هر سطح خطر و تابع شتاب ETe متناظر با آن سطح خطر مقایسه شده‌اند. در شکل ۸، بیشینه‌ی جابجایی نسبی طبقات برای مدل قاب ۷ طبقه‌ی تک دهانه‌ی ضعیف FM۰۷B\RGW آمده است. نظر به اینکه این قاب

فقط برای بارهای ثقلی طراحی شده است و در طراحی آن هیچ‌گونه سطح عملکرد، جابجایی نسبی می‌باشد. مشاهده می‌شود با مشخص بودن زمان معادل ملاحظاتی در برابر زلزله نشده است، سازه هنگام رخداد زلزله تا پیشینه‌ی ظرفیت خود وارد مرحله‌ی غیرخطی می‌شود. این کار با هدف بررسی تمام عدم قطعیت‌هایی که به علت غیرخطی شدن سازه به وجود می‌آید، انجام شد. با این کار مدل تحت بدترین شرایط ممکن قرار می‌گیرد تا تحلیل زمان دوام در محدوده‌ی غیرخطی به صورت گسترده بررسی شود.

همان‌گونه که در شکل ۸ مشاهده می‌شود، با بالا رفتن سطح خطر و در نتیجه وقوع زلزله‌های شدیدتر، پراکندگی نتایج زلزله بیشتر شده است؛ ولی همچنان نتایج تحلیل زمان دوام تقریب بسیار خوبی از متوسط زلزله‌های سری GM_1 است. جدول ۱۰، درصد خطای نتایج تحلیل زمان دوام برای قاب ۷ طبقه‌ی ضعیف

$FM^0VB\RGW$ را نسبت به زلزله‌های واقعی سری GM_1 و GM_2 در سطوح خطر مختلف نشان می‌دهد. لازم به یادآوری است که این میزان خطا در بدترین حالت ممکن است، زیرا این قاب برای زلزله طراحی نشده بود. همان‌طور که مشاهده می‌شود، نتایج تحلیل زمان دوام با نتایج زلزله‌های سری GM_1 بیشینه‌ی ۱۶/۷٪ و با زلزله‌های سری GM_2 بیشینه‌ی ۳۹/۱٪ اختلاف دارند، که در مورد اولی تقریب بسیار خوب و در مورد دومی با توجه به ماهیت تصادفی پاسخ‌های سازه در مرحله‌ی غیرخطی شدن و ماهیت تصادفی زلزله و اینکه مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت GM_2 در روند ساخت توابع شتاب زمان دوام به کار نرفته‌اند و کاملاً مجزا هستند، تقریب قابل قبولی به نظر نمی‌رسد.

در شکل ۹، بیشینه‌ی نیروی برشی طبقات برای مدل قاب فولادی ۱۲ طبقه‌ی



شکل ۸. بیشینه‌ی جابجایی نسبی بین طبقات برای مدل $FM^0VB\RGW$ در سطوح خطر مختلف.

شکل ۹. بیشینه‌ی نیروی برشی طبقات برای مدل $FM^1B\RGWS$ در سطوح خطر مختلف.

جدول ۱۰. درصد خطای نتایج تحلیل زمان دوام نسبت به نتایج حاصل از زلزله‌های واقعی در سطوح خطر مختلف برای دریافت طبقات.

سطح خطر	BSE-۲		BSE-۱		۵۰/۵۰ y	
طبقه	خطا نسبت به	خطا نسبت به	خطا نسبت به	خطا نسبت به	خطا نسبت به	خطا نسبت به
	مجموعه GM۱ (%)	مجموعه GM۲ (%)	مجموعه GM۱ (%)	مجموعه GM۲ (%)	مجموعه GM۱ (%)	مجموعه GM۲ (%)
۷	-۶/۱	-۱۶/۲	-۳/۰	-۵/۳	-۳/۷	-۶/۳
۶	-۹/۵	-۱۲/۱	-۶/۳	-۱۰/۳	-۴/۳	-۱۲/۹
۵	-۱۳/۷	-۹/۲	-۱۲/۴	-۷/۲	-۰/۲	-۶/۸
۴	-۱۰/۶	-۲۲/۱	-۱۶/۷	-۱۸/۸	۶/۴	۰/۷
۳	۱/۲	-۳۲/۲	-۱۳/۰	-۲۵/۵	-۳/۸	-۱۹/۸
۲	-۶/۲	-۳۹/۱	-۷/۰	-۲۶/۷	-۴/۸	-۲۸/۶
۱	-۶/۸	-۳۷/۲	-۷/۹	-۲۴/۵	-۰/۹	-۲۵/۶

جدول ۱۱. درصد خطای نتایج تحلیل زمان دوام نسبت به نتایج حاصل از زلزله‌های واقعی در سطوح خطر مختلف برای نیروی برشی طبقات.

سطح خطر	BSE-۲		BSE-۱		۵۰/۵۰ y	
طبقه	خطا نسبت به	خطا نسبت به	خطا نسبت به	خطا نسبت به	خطا نسبت به	خطا نسبت به
	مجموعه GM۱ (%)	مجموعه GM۲ (%)	مجموعه GM۱ (%)	مجموعه GM۲ (%)	مجموعه GM۱ (%)	مجموعه GM۲ (%)
۱۲	۰/۸	۰/۴	-۶/۱	-۸/۰	-۵/۱	-۷/۴
۱۱	-۲/۷	-۴/۰	۱/۷	۳/۷	۵/۹	۰/۴
۱۰	۱/۳	۱/۷	۱۰/۱	۱۰/۰	۴/۵	۰/۰
۹	-۱/۶	-۰/۱	۶/۵	۱۰/۴	۰/۴	۰/۹
۸	-۰/۱	۳/۵	-۱/۵	۶/۷	-۲/۸	۴/۰
۷	-۱/۷	۶/۵	-۲/۷	۸/۹	-۴/۰	۶/۶
۶	-۳/۴	۴/۵	۰/۱	۱۲/۰	-۱/۹	۹/۶
۵	-۱/۰	۳/۸	۵/۳	۱۲/۸	۳/۱	۷/۷
۴	۳/۴	۳/۵	۸/۱	۹/۷	۶/۲	۶/۵
۳	۱۰/۱	۷/۸	۸/۵	۴/۳	۷/۱	۳/۳
۲	۶/۴	۴/۶	۷/۹	۲/۲	۹/۵	۲/۹
۱	۴/۸	۱/۶	۸/۲	۲/۳	۱۹/۶	۱۱/۲

همان‌طور که مشاهده می‌شود نتایج تحلیل زمان دوام با نتایج زلزله‌های سری GM۱ بیشینه‌ی ۱۲/۷٪ و با زلزله‌های سری GM۲ بیشینه‌ی ۱۷٪ اختلاف دارند. که در هر دو مورد تقریب خوب و قابل قبولی به نظر می‌رسد. برای بررسی بیشتر بین بیشینه‌ی درصد خطای پاسخ‌های هر قاب متوسط‌گیری شد. با توجه به جدول‌های ۱۰ و ۱۱ مشاهده شد که متوسط بیشینه‌ی خطا در

۳ دهانه‌ی FM۱۲B۳RGS مشاهده می‌شود. با بالارفتن سطح خطر و در نتیجه وقوع زلزله‌های شدیدتر، پراکندگی نتایج زلزله بیشتر شده است؛ ولی همچنان نتایج تحلیل زمان دوام تقریب بسیار خوبی از متوسط زلزله‌های سری GM۱ است. جدول ۱۱، میزان درصد خطای نتایج تحلیل زمان دوام را نسبت به زلزله‌های واقعی سری GM۱ و GM۲ در سطوح خطر مختلف، برای نیروی برشی طبقات نشان می‌دهد.

پیش‌بینی نیروی برشی طبقات کمتر از ۱۲٪ برای پاسخ قاب‌های مورد بررسی بوده است و در مورد جابجایی نسبی بین طبقات، متوسط بیشینه‌ی خطا کمتر از ۲۲٪ است.

نتیجه‌گیری

هدف از انجام این تحقیق، بررسی توانمندی روش زمان‌دوام در پیش‌بینی رفتار لرزه‌ی قاب‌های فولادی در سطوح خطر مختلف بوده است. برای اطمینان از صحت نتایج تحلیل زمان‌دوام، نتایج آن با نتایج تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی دو مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت مختلف مقایسه گردید. نشان داده شد که در پیش‌بینی رفتار سازه حتی هنگام رخداد زلزله‌هایی که در روند ساخت توابع شتاب به‌کار نرفته‌اند، ولی دارای میانگین شدت طیفی مشابهی در نزدیکی دوره‌ی تناوب مؤثر سازه‌اند؛ موفق است.

ابتدا، دو معیار جابجایی نسبی طبقات و نیروی برشی طبقات براساس آیین‌نامه‌ی ASCE 41 در نظر گرفته شد و با مقیاس‌کردن تابع شتاب زمان‌دوام سری e برای سطوح خطر مختلف براساس طیف آیین‌نامه، عملکرد سازه در سطوح خطر مختلف تعیین شد. پس از تحلیل سازه تحت توابع شتاب زمان‌دوام منحنی عملکرد مدل‌ها رسم و پس از مقایسه با حدود مجاز آیین‌نامه، ضعف سازه در سطوح عملکرد مختلف به‌راحتی مشخص شد. این قابلیت از مزایای روش زمان‌دوام است و می‌تواند اطلاعات زیادی در ارتباط با عملکرد سازه در سطوح خطر مختلف در قالب یک نمودار ارائه دهد.

علاوه بر آن، رفتار مدل‌ها تحت دو سری رکورد زلزله به نام GM1 و GM2 مورد بررسی قرار گرفتند و با پیش‌بینی روش زمان‌دوام مقایسه شدند. لازم به ذکر است که مجموعه‌ی GM1 شامل شتاب‌نگاشت‌های مولد توابع شتاب سری e بوده است، ولی مجموعه‌ی GM2 شامل شتاب‌نگاشت‌هایی بوده است که در ساخت توابع شتاب زمان‌دوام استفاده نشده است. نتایج نشانگر مناسب بودن تخمین روش زمان‌دوام و متوسط بیشینه‌ی خطا در پیش‌بینی نیروی برشی طبقات کمتر از ۱۲٪ برای پاسخ قاب‌های مورد بررسی بوده است، و در مورد جابجایی نسبی بین طبقات، متوسط بیشینه‌ی خطا کمتر از ۲۲٪ است. لذا می‌توان نتیجه گرفت خطای روش زمان‌دوام در پیش‌بینی جابجایی نسبی طبقات بیش از این خطا در تخمین برش طبقات است.

به‌طور کلی، روش زمان‌دوام با ارائه‌ی تخمین مناسب از پاسخ سازه در شدت تحریک‌های مختلف، موجب صرفه‌جویی قابل ملاحظه در تعداد تحلیل‌های لازم جهت ارزیابی سازه می‌شود. به علت نوع تحلیل که تاریخچه‌ی زمانی است، محدودیت خاصی در مقابل لحاظ‌کردن پیچیدگی‌های رفتاری از قبیل کماتش، شکست، ترک، تغییر شکل‌های بزرگ، اثرات زمانی، میراگرها، رفتار چرخه‌یی و غیره ندارد. همچنین کاربرد آن با توجه به اصول مفهومی ساده و خلاصی از درگیری با مسائل سؤال‌برانگیز انتخاب رکورد‌های سازگار با ساختگاه موردنظر برای کاربرد در مهندسی سازه مناسب‌تر است. محدودیت روش زمان‌دوام در مقایسه با روش استاتیکی و طیفی در پیچیده‌تر بودن و در مقایسه با روش‌های کامل دینامیکی در تقریبی بودن آن است. البته با پیشرفت در زمینه‌ی ارائه‌ی توابع تحریک مناسب‌تر، دقت روش افزایش پیدا می‌کند.

پانویس‌ها

1. performance based design
2. nonlinear time history analysis
3. incremental dynamic analysis (IDA)
4. basic safety earthquake
5. maximum considered earthquake
6. collapse prevention
7. life safety
8. immediate occupancy
9. moving average

منابع (References)

1. Bozorgnia, Y. and Bertero, V.V. "Earthquake engineering: From engineering seismology to performance-based engineering", USA, CRC Press, (2004).
2. Chandler, A.M. and Lam, N.T.K. "Performance based design in earthquake engineering: A multidisciplinary review", *Engineering Structures*, **23**(12), pp. 1525-1543 (2001).
3. Estekanchi, H.E.; Vafai, A. and Sadeghazar, M. "Endurance time method for seismic analysis and design of structures", *Scientia Iranica*, **11**(4), pp. 361-370 (2004).
4. Riahi, H.T. and Estekanchi, H.E. "Application of endurance time method in seismic assessment of steel frames", *Journal of Engineering Structures*, **33** pp.2535-2546 (2011).
5. Riahi, H.T.; Estekanchi, H.E. and Vafai, A. "Endurance time method-application in nonlinear seismic analysis of SDOF systems", *Journal of Applied Sciences*, **9**(10), pp. 1817-1832 (2009).
6. ASCE/SEI 41-06, ASCE standard, *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, s.l., American Society of Civil Engineers (2007).

7. BHRC, *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, Standard No.2800-05. 3rd. ed., Tehran, Building and Housing Research Center (2005).
8. AISC-ASD89, American Institute of Steel, "Allowable stress design manual of steel construction", AISC, Ninth Edition, Chicago (1989).
9. OpenSees "Open system for earthquake engineering simulation", *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, **126**(1), pp. 145-154 (2002).
10. Valamanesh, V., *Investigation of Endurance Time in Seismic Analysis of Steel Frames as Compared to Static Method*, Tehran, Sharif University of Technology (2005).

ارزیابی پتانسیل روانگرایی در استان مازندران با کمک مطالعات صحرایی و آزمایشگاهی با نگاهی بر معیار ایشیهارا

حسین ملاعباسی (کارشناسی ارشد)

رضا جمشیدی چناری* (استادیار)

دانشکده‌ی فنی، دانشگاه گیلان

مهندسی عمران: شریف
دوری ۲-۲۸، شماری ۴، ص. ۱۲۷-۱۳۵، (پادداشت فنی)

عموماً روانگرایی در خاک‌های ماسه‌یی ریزدانه و اشباع رخ می‌دهد که می‌تواند منجر به جابجایی‌های مخرب زمین در حین زلزله شود. پتانسیل رخداد این پدیده تابع جنس خاک، سطح آب زیرزمینی، زلزله‌خیزی منطقه و همچنین عمق لایه‌ی سربار است. این نوشتار ضمن معرفی اثر لایه‌ی سربار غیر روانگرا در توانایی جلوگیری از روانگرایی لایه‌ی روانگرایی زیرین در قالب معیار ایشیهارا، ضریب اطمینان تصحیح‌شده در برابر روانگرایی را برای برخی نواحی استان مازندران محاسبه می‌کند و نهایتاً به ارائه‌ی پهنه‌بندی روانگرایی در بخش‌های مرکزی و غرب و همچنین شرق استان مازندران می‌پردازد. پهنه‌بندی ارائه‌شده فقط کلی و کیفی است و با توجه به کم‌بودن تعداد گمانه‌های مربوط به آزمایش‌های صحرایی در سطح استان می‌تواند فقط به‌منزله‌ی راهنمای کلی جهت ضرورت مطالعات بیشتر در بخش‌هایی از نوار ساحلی تلقی شود. در تعدادی از شهرهای نوار ساحلی همچون محمودآباد و بابلسر به‌نظر می‌رسد مهندسان طراح باید توجه ویژه‌ی به پدیده‌ی روانگرایی داشته باشند و با در نظر گرفتن تمهیداتی چون پی‌های گسترده و عمیق، چاه‌های شنی، زهکش‌های فنیله‌یی و غیره به مقابله با این پدیده‌ی ویرانگر بپردازند. بدیهی است اظهارنظر قطعی در مورد وقوع این پدیده و پتانسیل رخداد آن ملزم به ارائه‌ی طرح آزمایش‌های برجا به‌خصوص برای پروژه‌های با درجه‌ی اهمیت بالا در آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران است.

واژگان کلیدی: پتانسیل روانگرایی، مازندران، لایه‌ی سربار، معیار ایشیهارا، زلزله.

۱. مقدمه

(۱۳۸۱)، مطالعات روانگرایی شهر قم (کمالیان، ۱۳۸۵)، مطالعات روانگرایی شهر بوشهر (داوری، ۱۳۸۷) و طرح‌های کالبدی سازمان مسکن و شهرسازی اشاره کرد. روش‌های متعددی برای شناسایی و ارزیابی پتانسیل روانگرایی پیشنهاد شده است که یکی از مفیدترین و کاربردی‌ترین این روش‌ها، به‌کارگیری پهنه‌بندی و تهیه‌ی نقشه‌ی پتانسیل روانگرایی است. روانگرایی وابسته به عواملی نظیر شرایط زلزله‌خیزی منطقه، جنس خاک و تراکم نسبی آن و موقعیت سطح آب زیرزمینی است. به‌دلیل قرارگرفتن ایران در کمربند زلزله، اهمیت این تحقیقات و بررسی‌ها واضح است. در مناطق شمالی کشور به‌خصوص با توجه به فراوانی لایه‌های خاک ماسه‌یی و سیلتی و بالابودن سطح آب زیرزمینی و همچنین وجود خطر نسبی بالا برای وقوع زمین‌لرزه، اهمیت انجام این مطالعات دو چندان است. در این راستا و به‌منظور آشکارساختن شرایط منطقه از جایگاه سامان‌دهی و مکان‌یابی شهرها، وزارت مسکن و شهرسازی طرح‌هایی را موسوم به طرح کالبدی منطقه‌یی با مقیاس ۱:۲۵۰۰۰۰ در قالب انجام مطالعات زمین‌شناسی - ژئوتکنیکی در سطح کشور در ۱۰ منطقه در دست انجام دارد. در این باره می‌توان به طرح‌های کالبدی انجام‌شده در مناطق

یکی از پدیده‌هایی که به هنگام وقوع زمین‌لرزه خسارت‌های زیادی به ساختمان‌ها و تأسیسات وارد می‌کند، پدیده‌ی روانگرایی است که به‌صورت از بین رفتن مقاومت برشی خاک در حین زمین‌لرزه بروز می‌کند. این پدیده منجر به ایجاد نشست، چرخش، و کج شدن سازه‌ها و در نهایت خرابی در بناها، جاده‌ها، و دیگر سازه‌ها و وارد آمدن خسارت جانی و مالی می‌شود. مثلاً می‌توان به روانگرایی ناشی از زمین‌لرزه‌ی مهیب منجیل (خرداد ۱۳۶۹) اشاره کرد که خرابی‌های گسترده‌یی را به ویژه در منطقه‌ی آستانه‌ی اشریفه بجای گذاشت. دانشمندان و پژوهشگران مختلف تحقیقات بسیار گسترده‌یی در زمینه‌ی بررسی علل وقوع روانگرایی و همچنین ارزیابی پتانسیل روانگرایی انجام داده‌اند.^[۱] در کشور ما نیز مطالعات متنوعی در زمینه‌ی روانگرایی و پتانسیل وقوع آن انجام گرفته است که از آن جمله می‌توان به مطالعات روانگرایی رخ داده در زلزله‌ی منجیل (قهرمانی، ۱۳۶۹)، مطالعات لرزه‌یی استان لرستان (جعفری، ۱۳۷۸)، مطالعات تکمیلی ریز پهنه‌بندی جنوب تهران (میرحسینی و عسکری،

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۸۹/۵/۲۵، اصلاحیه ۱۳۹۰/۲/۱۱، پذیرش ۱۳۹۰/۵/۳.