

ارزیابی روش زمان دوام در آنالیز لرزه‌ی سیستم لرزه‌بر قاب مقاوم جانبی T شکل

مهدی گزین (کارشناس ارشد)
دانشکده مهندسی، دانشگاه زنجان

حسین تاجمیری (استادیار)*
گروه مهندسی عمران، دانشگاه اصفهان

پیام اشتری (استادیار)
دانشکده مهندسی، دانشگاه زنجان

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۳۹۴ (۱۳۹۴)
دوری ۲ - ۳۱، شماره ۱/۱، ص. ۱۱۹-۱۲۸، (پادداست نشی)

بررسی رفتار واقعی سازه‌ها در زلزله، مستلزم استفاده از روش‌های ارزیابی لرزه‌ی مورد اعتماد و در عین حال سریع و نسبتاً ساده است. روش زمان دوام نوعی روش بارافزون دینامیکی است، که پاسخ‌های سازه را طی اعمال توابع شتاب فزاینده مورد ارزیابی قرار می‌دهد. در این مطالعه، روش زمان دوام با استفاده از روش تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی برای سیستم قاب مقاوم جانبی T شکل^۱ ارزیابی و مقایسه شده و نیز به کمک نرم‌افزار OpenSees، قاب‌های ۸،۳ و ۱۲ طبقه از این سیستم مورد تحویل قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهند که روش زمان دوام، پاسخ‌های تغییرمکان بام، دریافت نسبی طبقات و برش پایه‌ی حاصل از روش تاریخچه‌ی زمانی را با دقت قابل قبولی پیش‌بینی می‌کند. همچنین این روش توزیع خرابی در طبقات را به‌طور مناسب نشان می‌دهد.

واژگان کلیدی: روش زمان دوام، سیستم لرزه‌بر TRF، آنالیز تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، پارامترهای تقاضای مهندسی.

۱. مقدمه

سیستم قاب مقاوم جانبی T شکل، که از این پس با TRF بیان می‌شود، و اخیراً در سال ۲۰۰۹ ارائه شده است،^[۱] از یک تیر-ستون I شکل فولادی با ارتفاع زیاد جان، که به‌صورت قائم در میانه‌ی دهانه‌ی قاب فولادی قرار می‌گیرد، تشکیل شده است. این ستون از پایین‌ترین تراز تا طبقات بالا ادامه می‌یابد و به‌وسیله‌ی دو تیر I شکل فولادی دیگر در تراز طبقات محصور و به ستون‌های اطراف متصل می‌شود. این سیستم، شکل‌پذیری مناسبی دارد.^[۲]

برای اینکه قابلیت و توانایی یک سیستم لرزه‌بر جانبی مشخص شود، لازم است رفتار آن در آنالیزهای استاتیکی و دینامیکی غیرخطی سنجیده شود. روش آنالیز زمان دوام^۲ در واقع نوعی آنالیز بارافزون دینامیکی ساده است، که تلاش می‌کند مقاومت لرزه‌ی سازه‌ها را تحت یک تهییج دینامیکی فزاینده‌ی از پیش طراحی شده بررسی کند. به منظور سادگی بیان، روش زمان دوام با ET نشان داده شده است. پیش از استفاده از روش زمان دوام در ارزیابی لرزه‌ی سیستم‌های لرزه‌بر لازم است ابتدا درستی نتایج این روش در پیش‌بینی رفتار لرزه‌ی در زلزله‌های واقعی را بررسی کرد. با توجه به اعتبار روش تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی در ارزیابی لرزه‌ی سازه‌ها، پاسخ‌های حاصل از روش زمان دوام با پاسخ‌های حاصل از روش تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی مقایسه شده است.

* نویسنده مسئول

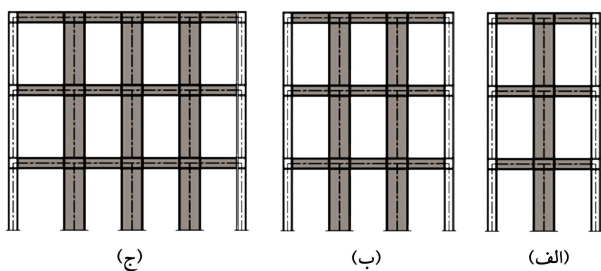
تاریخ دریافت: ۱۳۹۱/۸/۳۰، اصلاحیه ۱۳۹۲/۴/۱۱، پذیرش ۱۳۹۲/۷/۱۳.

mahdigorzin@yahoo.com
tajmir@eng.ui.ac.ir
ashtari@znu.ac.ir

در این مطالعه برای ارزیابی روش زمان دوام، پاسخ‌های پیشینه‌ی دریافت نسبی طبقات و توزیع آن در طبقات، تغییرمکان بام و برش پایه برای سه قاب ۳، ۸ و ۱۲ طبقه از سیستم TRF مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین روش میانگین‌گیری متحرک،^[۴] در پیش‌بینی پاسخ‌های پیشینه‌ی دریافت نسبی طبقات با روش میانگین‌گیری متداول مقایسه و در نهایت، خطای روش زمان دوام در مقایسه با روش تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی در پیش‌بینی پاسخ‌های سازه بررسی شده است.

۲. روش زمان دوام

در این روش سازه‌ها تحت یک تابع شتاب فزاینده‌ی کالیبره‌شده قرار می‌گیرند و عملکرد آن‌ها در طول زمان مورد بررسی قرار می‌گیرد. پاسخ‌های اصلی سازه نظیر: تغییرمکان، دریافت نسبی طبقات، تنش ایجادشده در مقاطع، چرخش خمیری مفاصل و معیارهای خرابی مناسب دیگر را می‌توان در طول آنالیز اندازه‌گیری کرد و آنالیز را تا زمان خرابی سازه یا گذر سازه از یک معیار عملکردی مجاز ادامه داد.^[۴و۵] مقادیر هر یک از پارامترهای تقاضای مهندسی را می‌توان در طول آنالیز محاسبه و ترسیم کرد (شکل ۱). در تحلیل و طراحی سازه‌ها به این روش معمولاً مقدار پیشینه‌ی مقادیر شاخص‌های خرابی، که تا زمان موردنظر رخ داده است، اهمیت



شکل ۲. انواع قاب‌های TRF.

می‌یابد، تشکیل شده است. این اعضاء توسط تیرهای I شکل فولادی دیگر در تراز طبقات محصور و به ستون‌های اطراف متصل می‌شود. این سیستم می‌تواند ۱، ۲، ۳ و یا بیشتر عضو قائم داشته باشد (شکل ۲).

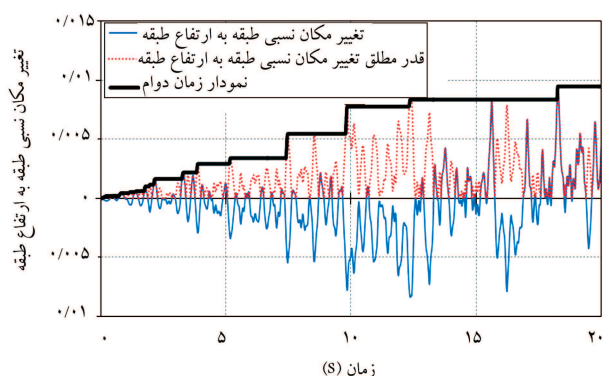
همچنین اعضای افقی این سیستم می‌توانند به صورت مقاطع متغیر و یا ثابت به‌کار روند. تمامی اتصالات این سیستم به صورت گیردار است ولی اتصال اعضای افقی این سیستم به ستون‌های کناری می‌تواند به صورت گیردار و یا مفصلی باشد. با استفاده از این سیستم باربر جانبی، مشکلی برای تعیبه‌ی درو یا پنجره در داخل دهانه‌ی قاب ساختمان وجود ندارد.

منحنی‌های پسماند به‌دست‌آمده برای این سیستم از طریق تحلیل‌های عددی، پایدار و رشدیابنده است و بزرگی سطح داخلی منحنی‌های پسماند، که بیان‌گر مقدار انرژی مستهلک‌شده است، از خصوصیات جالب توجه این منحنی‌ها و سیستم مقاوم جانبی TRF است.^[۱] در مقایسه با سیستم مهاربند ضرب‌دری، مقاومت جانبی و شکل‌پذیری تأمین‌شده توسط این سیستم در حد بسیار مناسب است و برخلاف قاب مهاربندی‌شده‌ی هم‌محور، شکل‌پذیری و قابلیت اتلاف انرژی بالایی دارد. ضریب رفتار بالای به‌دست‌آمده برای این سیستم باعث کاهش نیروی زلزله‌ی طراحی و در نتیجه کاهش وزن سازه و هزینه‌ی آن می‌شود.^[۱۳] همچنین با تعیین فاصله‌ی مناسب بین اعضای قائم می‌توان رفتار بهتری از این سیستم انتظار داشت.^[۱۴] البته تمامی این نتایج بر مبنای رفتار غیرکانه‌دهنده‌ی اعضاء و اتصالات در این سیستم و از طریق تحلیل‌های عددی به‌دست‌آمده است. برای ارزیابی دقیق این سیستم لازم است مطالعات آزمایشگاهی جامعی بر روی آن انجام شود، تا بتوان قضاوت منصفانه‌ی بین رفتار لرزه‌یی آن با سایر سیستم‌های لرزه‌بر انجام داد.

۴. مدل‌سازی سازه

در این پژوهش قاب‌های ۳، ۸ و ۱۲ طبقه‌ی دو بعدی، که در پژوهشی در سال ۲۰۰۹ به‌منزله‌ی سیستم موردنظر معرفی شده است، مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته است.^[۱۵] پلان تیپ ساختمان به‌صورت شکل ۳ است. قاب‌های هاشورخورده در این شکل دارای سیستم TRF هستند. شایان ذکر است در این قاب‌ها فقط سیستم لرزه‌بر TRF توانایی تحمل بار جانبی دارند و سایر اعضای قاب به‌صورت قاب ساختمانی ساده عمل می‌کنند. با توجه به این موضوع، قاب دو بعدی شامل این سیستم به‌منزله‌ی مدل استفاده شده است.

همچنین بارگذاری ثقلی انجام‌شده براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران،^[۱۶] بارگذاری استاتیکی زلزله جهت برآورد بار طراحی براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران،^[۱۷] و طراحی آن‌ها براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران،^[۱۸] انجام شده است. شکل ۴، قاب‌های ۳، ۸ و ۱۲ طبقه را که در نرم‌افزار OpenSees مدل شده است، نشان می‌دهد. دوره‌ی تناوب قاب‌های ۳، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب



شکل ۱. نمودار دریافت نسبی طبقه‌ی اول برای یک قاب ۳ طبقه.

دارد.^[۷] بنابراین با اعمال عمل‌گر بیشینه‌ی قدرمطلق بر هر پارامتر دلخواه می‌توان نموداری رسم کرد، که کاربرد فراوانی در تحلیل و طراحی سازه‌ها داشته باشد. نمونه‌ی از این نمودار که به‌صورت پله‌یی است، در شکل ۱ رسم شده است. از مزایای روش زمان دوام این است که به‌طور هم‌زمان می‌توان ضوابط مختلفی را در نظر گرفت و معیار دوام را با توجه به شرایط این ضوابط در طول آنالیز تعیین کرد.^[۷] در این مطالعه از توابع شتاب سری e و f زمان دوام استفاده شده است. این دو سری از توابع شتاب براساس متوسط ۷ زلزله‌ی ثبت‌شده بر روی خاک تیپ II مطابق آئین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ تولید شده‌اند. این ۷ شتاب‌نگاشت نیز از ۲۰ شتاب‌نگاشت موجود در آئین‌نامه‌ی FEMA ۴۴۰، که طیف آن‌ها انطباق بهتری با طیف آئین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ داشته است، انتخاب شده‌اند.^[۷]

تا کنون پژوهش‌های فراوانی بر روی میزان درستی نتایج آنالیز زمان دوام انجام گرفته است، که در این بخش، خلاصه‌ی آن‌ها ارائه شده است. با بررسی قاب‌های مهاربندی‌شده و خمشی ۱ تا ۱۲ طبقه‌ی دو بعدی و مقایسه‌ی روش زمان دوام با روش استاتیکی خطی مشخص شد که روش زمان دوام تطابق بیشتری با روش طیفی دارد.^[۸] همچنین با ارزیابی روش زمان دوام در محدوده‌ی غیرخطی و مقایسه‌ی آن با روش بارافزون در تخمین عملکرد قاب‌های فولادی خمشی مشاهده شده است که در بیشتر موارد نتایج این روش نسبت به نتایج روش بارافزون، به نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نزدیک‌تر است.^[۹] در این مطالعات، استفاده از میانگین نتایج تابع شتاب زمان دوام برای افزایش دقت نتایج توصیه شده است.^[۱۰] با ارزیابی لرزه‌یی قاب‌های خمشی فولادی ۳، ۷ و ۱۲ طبقه‌ی ضعیف، استاندارد و قوی مشاهده شده است؛ که روش زمان دوام، پارامترهای تقاضای مهندسی را در شرایطی که قاب‌ها رفتار غیرخطی شدیدی را تجربه می‌کنند، کمی پایین‌تر از نتایج آنالیز تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی تخمین می‌زند.^[۱۱-۱۳] نتایج آنالیز زمان دوام برای سیستم‌هایی که کاهش سختی و مقاومت را نیز تجربه می‌کنند، با نتایج آنالیز تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی تطابق دارد و محل تشکیل مفاصل خمیری را در مقایسه با آنالیز بارافزون بهتر پیش‌بینی می‌کند.^[۴]

۳. سیستم لرزه‌بر TRF

سیستم لرزه‌بر TRF یک سیستم لرزه‌بر جانبی است، که برای اولین بار در سال ۲۰۰۹ پیشنهاد و ارزیابی شده است.^[۱] سیستم مقاوم جانبی TRF، از تیر - ستون‌های I شکل فولادی با ارتفاع زیاد جان، که به‌صورت قائم در میانه‌ی دهانه‌ی قاب فولادی قرار می‌گیرد و مانند یک ستون از پایین‌ترین تراز تا طبقات بالا ادامه

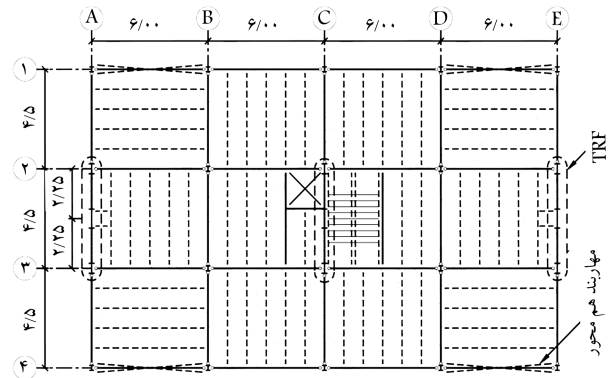
جدول ۱. مشخصات پروفیل‌های قاب‌های مورد مطالعه.

مقاطع I شکل				
t_w	t_f	b_f	d	
۴	۲۰	۲۵۰	۶۹۰	T.۱
۴	۲۰	۳۰۰	۹۹۰	T.۲
۴	۲۰	۳۰۰	۹۹۰	T.۳
۴	۲۰	۲۵۰	۶۹۰	B.۱
۴	۲۰	۲۵۰	۵۹۰	B.۲
۶	۱۵	۲۰۰	۳۳۰	B.۳
۴	۲۰	۳۰۰	۹۹۰	B.۴
۶	۱۵	۲۰۰	۳۳۰	B.۵
۴	۲۰	۳۰۰	۹۹۰	B.۶
۶	۱۵	۲۰۰	۳۳۰	B.۷

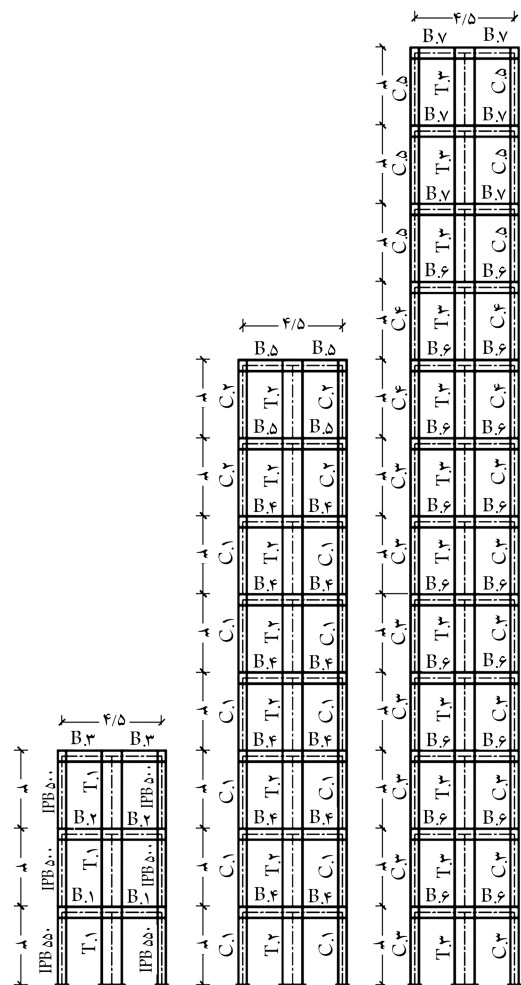
مقاطع قوطی شکل			
t_2	t_1	b_2	b_1
۲۵	۲۵	۵۵۰	۵۵۰
۱۵	۱۵	۴۰۰	۴۰۰
۴۰	۴۰	۷۰۰	۷۰۰
۲۵	۲۵	۵۰۰	۵۰۰
۱۵	۱۵	۳۵۰	۳۵۰

پروفیل‌هایی که با نام C در قاب‌های ۸ و ۱۲ طبقه آمده است، به صورت قوطی با ابعاد b_1 و b_2 و به ترتیب هر بُعد با ضخامت‌های t_1 و t_2 هستند. بقیه پروفیل‌های استفاده شده به صورت I شکل با ارتفاع d ، عرض بال b_f ، ضخامت بال t_f و ضخامت جان t_w هستند. ابعاد پروفیل‌ها برای قاب‌های ۳، ۸ و ۱۲ طبقه در جدول ۱ ارائه شده است. با توجه به ابعاد مقاطع این سیستم و ارتفاع زیاد جان مقاطع I شکل، مقاطع استاندارد جوابگوی مقاومت و سختی مورد نیاز عضو نیستند. به همین دلیل از مقاطع ساخته شده از ورق استفاده شده است.

ارزیابی خرابی یک سازه نیازمند مدل‌های هیسترتیک است که قابلیت نشان دادن تمام حالت‌های خرابی، که در مطالعات آزمایشگاهی مشاهده می‌شود، را داشته باشد. با توجه به رفتارهای مختلف چرخشی و نحوه تأثیرگذاری آن‌ها در پاسخ سازه‌ها و همچنین برای بررسی خطای روش دوام نسبت به روش تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی در مدل‌های رفتار غیرخطی، در این مطالعه ۳ نوع رفتارکشسان - خمیری کامل (EPP)^۳، کشسان - خمیری با کرنش سختی (STL)^۴ و کاهش سختی و افت مقاومت (SSD)^۵، که کاربرد بیشتری در مهندسی زلزله دارند، انتخاب شده است. در مدل کشسان - خمیری کامل، سختی ثانویه منحنی پوش هیسترتیک صفر است و با شیب صفر ادامه می‌یابد. دو مدل رفتاری کشسان - خمیری با کرنش سختی با در نظر گرفتن سه درصد (STL/۳) و یک درصد (STL/۱) کرنش سختی برای حالت خمیری مورد استفاده قرار گرفته است. همچنین رفتار SSD برای مدل‌کردن قاب‌های فولادی، که تحت بارگذاری رفت و برگشتی دچار کاهش سختی و افت مقاومت می‌شوند، استفاده می‌شود. در این مدل، کاهش سختی و افت



شکل ۳. پلان سازه‌ی مورد بررسی.



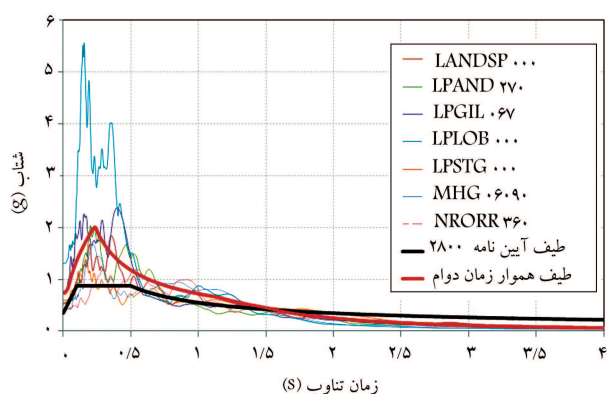
شکل ۴. قاب‌های ۳، ۸ و ۱۲ طبقه.

۰/۴۱۶، ۰/۸۷ و ۱/۱۷۵ ثانیه است. در طراحی خطی این قاب‌ها، ضریب رفتار ۷ فرض شده است. در پژوهش اشتری و بنده‌زاده با مطالعه رفتار غیرخطی استاتیکی این قاب‌ها، ضریب رفتار قاب‌های ۳، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب برابر ۹/۸۳، ۱۱/۱۲ و ۸/۴۴ به دست آمده است. ضریب زلزله در روش استاتیکی خطی جهت طراحی قاب‌های ۳، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب ۰/۱۳۷، ۰/۱۱۹ و ۰/۰۹۷ برای منطقه‌ی لرزه‌خیز با خطر نسبی خیلی زیاد و خاک تیپ II براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران محاسبه و از الگوی بارگذاری جانبی همین استاندارد استفاده شده است.

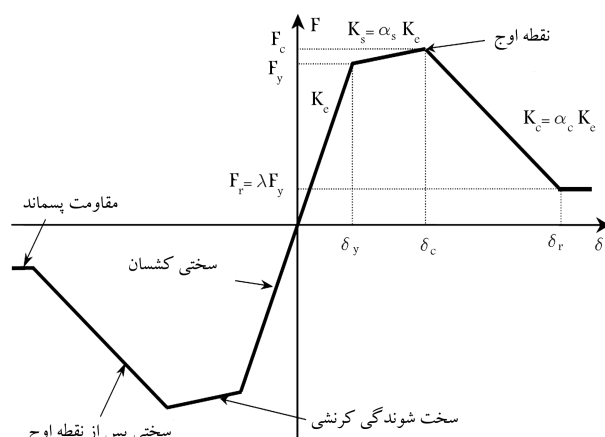
با مدل فرض شده هماهنگی نخواهد داشت. در نتیجه تمامی اعضای خمشی، که پتانسیل ورود به محدوده‌ی غیرخطی را دارند، توسط زنجیره‌ی المان‌های فنرهای چرخشی مفصل‌های خمیری در انتهای اعضاء و المان تیر - ستون خطی^۷، که به صورت سری به یکدیگر متصل هستند، مدل‌سازی شده‌اند. برای محاسبه‌ی سختی این فنرهای چرخشی و المان‌های تیر - ستون خطی از روند پژوهشی در سال ۲۰۰۵^[۱۹] استفاده شده است. در تمامی قاب‌های مورد بررسی در این پژوهش، اثرات P-Δ در مدل‌سازی مدنظر قرار گرفته است.

با توجه به اینکه هدف اصلی در این پژوهش ارزیابی روش دوام دوام است، از توابع شتاب سری e و f استفاده شده است.^[۷] توابع شتاب سری e و f منطبق بر شتاب‌نگاشت‌های واقعی هستند و لذا مقایسه‌ی نتایج آن‌ها با نتایج شتاب‌نگاشت‌ها می‌تواند منجر به تخمین مناسب میزان خطای موجود در روش دوام شود. در جدول ۲، مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت مورد استفاده برای مقایسه‌ی نتایج، که به اختصار GM نامیده شده ارائه شده است. این مجموعه شامل ۷ شتاب‌نگاشتی است که میانگین طیف مقیاس‌شده‌ی آن‌ها در پروسه‌ی ساخت توابع شتاب سری e و f طیف هدف بوده است.^[۷] شکل ۶، طیف مقیاس‌شده‌ی این شتاب‌نگاشت‌ها برای قاب ۱۲ طبقه به همراه طیف آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ و طیف هموارشده‌ی توابع شتاب سری e و f تا زمان ۱۰ ثانیه را نشان می‌دهد. برای هماهنگی بیشتر با آیین‌نامه‌های لرزه‌یی معتبر، مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت

مقاومت تابع انرژی هیسترتیک مستهلک شده است (شکل ۵). مشخصات پارامتری این مدل از مطالعاتی در سال ۲۰۰۵ بر روی رفتار سازه‌های مختلف استخراج شده است، که در آن از نتایج مربوط به سازه‌های فولادی استفاده شده است.^[۱۹] برای شبیه‌سازی رفتار SSD در نرم‌افزار OpenSees از مدل ماده‌ی Pinching استفاده شده است. این مدل قابلیت شبیه‌سازی کاهش سختی در بارگذاری و باربرداری و همچنین افت مقاومت را دارد. همچنین در این مدل، میزان افت مقاومت و سختی را می‌توان توسط انرژی استهلاکی و یا تعداد چرخه‌های هیسترتیک مشخص کرد. رفتار چرخه‌یی مفصل خمیری تأثیر بسزایی در پاسخ غیرخطی سازه در برابر بارهای استاتیکی و دینامیکی دارند. به منظور بررسی برای مدل‌سازی رفتارهای ذکرشده از دو روش استفاده شده است. برای مدل‌های رفتاری EPP و STL از المان تیر - ستون غیرخطی^۶ استفاده شده است. این المان خصوصیات رفتاری موردنظر را به صورت رفتار تنش - کرنش به فایبرهای هر مقطع اختصاص می‌دهد و به خوبی مفصل خمیری را به صورت گسترده مدل می‌کند. اما برای مدل‌سازی دقیق رفتار مدل SSD لازم است که این مدل در یک مفصل متمرکز منظور شود. علت این امر آن است که رفتار ذکرشده برای مدل SSD، در واقع بیان‌گر رفتار اتصالات فولادی است و با توجه به نتایج آزمایشگاهی برای یک مفصل متمرکز پیشنهاد شده است و ارتباطی به رابطه‌ی تنش - کرنش ندارد. در صورتی که این رفتار چرخه‌یی به فایبرهای المان تیر - ستون غیرخطی اختصاص داده شود، رفتار مفصل خمیری



شکل ۶. طیف مقیاس‌شده‌ی شتاب‌نگاشت‌های سری GM به همراه طیف آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ و طیف هموارشده‌ی زمان دوام تا زمان ۱۰ ثانیه.



شکل ۵. پارامترهای لازم برای تعریف منحنی پوش رفتارهای هیسترتیک مختلف.^[۱۹]

جدول ۲. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های سری GM.

اختصار	بیشینه‌ی شتاب (cm/s ²)	مؤلفه (درجه)	شماره‌ی ایستگاه	بزرگی (Ms)	نام زلزله	تاریخ
LADSP000	۱۶۷٫۸	۰	۱۲۱۴۹	۷٫۵	Landers	۱۹۹۲٫۰۶٫۲۸
LPSTG000	۴۹۴٫۵	۰	۵۸۰۶۵	۷٫۱	Loma prieta	۱۹۸۹٫۱۰٫۱۷
LPGIL067	۳۴۹٫۱	۶۷	۴۷۰۰۶	۷٫۱	Loma prieta	۱۹۸۹٫۱۰٫۱۷
LPLOB000	۴۳۳٫۱	۳۶۰	۵۸۱۳۵	۷٫۱	Loma prieta	۱۹۸۹٫۱۰٫۱۷
LPAND270	۲۳۹٫۴	۲۷۰	۱۶۵۲	۷٫۱	Loma prieta	۱۹۸۹٫۱۰٫۱۷
MHG06090	۲۸۰٫۴	۹۰	۵۷۳۸۳	۶٫۱	Morgan Hill	۱۹۸۴٫۰۴٫۲۴
NRORR360	۵۰۴٫۲	۳۶۰	۲۴۲۷۸	۶٫۸	Northridge	۱۹۹۴٫۰۱٫۱۷

جدول ۳. ضرایب مقیاس هر یک از شتاب‌نگاشت‌ها برای قاب‌های ۳، ۸ و ۱۲ طبقه.

قاب	LADSP ^{۰۰۰}	LPAND ^{۲۷۰}	LPGIL ^{۰۶۷}	LPLOB ^{۰۰۰}	LPSTG ^{۰۰۰}	MHG ^{۰۶۰۹۰}	NRORR ^{۳۶۰}
۳ طبقه	۲٫۲۹۲	۱٫۵	۱٫۰۷۸۸	۱٫۰۴۵	۱٫۲۵۴	۱٫۳۹۷	۰٫۸۶۳
۸ طبقه	۲٫۶۵۲	۲٫۰۴۷	۱٫۸۹	۱٫۹۷۹	۱٫۲۱۲	۱٫۱۴۳	۰٫۷۱۹
۱۲ طبقه	۳٫۰۵۲	۲٫۲۷۴	۲٫۱۱۶	۲٫۹۰۳	۱٫۱۶۵	۱٫۴	۰٫۸۲۸

جدول ۴. زمان‌های معادل هر یک از شتاب‌نگاشت‌ها و زمان معادل میانگین برای قاب‌های ۳، ۸ و ۱۲ طبقه.

قاب	LADSP ^{۰۰۰}	LPAND ^{۲۷۰}	LPGIL ^{۰۶۷}	LPLOB ^{۰۰۰}	LPSTG ^{۰۰۰}	MHG ^{۰۶۰۹۰}	NRORR ^{۳۶۰}	میانگین
۳ طبقه	۸٫۸۶	۴٫۸۲	۸٫۱۹	۸٫۳۴	۶٫۲	۴٫۳۹	۶٫۳۳	۶٫۷۳
۸ طبقه	۶٫۲۸	۷٫۳	۵٫۳۲	۵٫۸	۷٫۱۳	۹٫۵۴	۱۰٫۴۶	۷٫۴
۱۲ طبقه	۸٫۳۱	۶٫۷	۸٫۶۷	۱۱٫۵۷	۹٫۲۵	۱۱٫۴۶	۶٫۳۸	۸٫۹

جهت استفاده از نتایج روش زمان دوام و به‌دست‌آوردن نتایج روش تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی با استفاده از این روش، باید زمانی را در آنالیز زمان دوام یافت که نتایج آن معادل نتایج حاصل از آنالیز تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی باشد، که در این مطالعه زمان معادل (t_{eq}) نامیده شده است. در این پژوهش نتایج حاصل از آنالیز زمان دوام در زمان معادل با نتایج آنالیز تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی مقایسه شده است. برای به‌دست‌آوردن این زمان، ابتدا مقدار طیف میانگین شتاب شتاب‌نگاشت‌ها در دوره‌ی تناوب اصلی سازه ($S_{a,Ave}$) و سپس مقدار طیف هدفی که برای ساخت توابع شتاب مورد استفاده قرار گرفته است، در دوره‌ی تناوب اصلی سازه ($S_{a,ET}$) محاسبه می‌شود. با توجه به خطی‌بودن روند افزایش شتاب توابع شتاب در طول زمان و اینکه طیف پاسخ توابع شتاب در زمان ۱۰ ثانیه منطبق بر طیف هموار هدف آنهاست، برای به‌دست‌آوردن زمان معادل می‌توان زمان ۱۰ ثانیه را در نسبت $S_{a,Ave}$ به $S_{a,ET}$ ضرب کرد. در نتیجه زمان معادل با توجه به رابطه‌ی ۱ به‌دست می‌آید:

$$t_{eq} = \frac{S_{a,Ave}}{S_{a,ET}} \times 10 \quad (1)$$

البته می‌توان زمان معادل را برای هر یک از شتاب‌نگاشت‌ها به‌صورت جداگانه نیز محاسبه کرد. برای این کار کافی است طیف میانگین شتاب‌نگاشت‌ها ($S_{a,Ave}$) در رابطه‌ی بالا با طیف هر یک از شتاب‌نگاشت‌ها ($S_{a,Ind}$) جایگزین شود. جدول ۴، مقادیر زمان معادل تک تک شتاب‌نگاشت‌ها و میانگین آن‌ها، که زمان معادل میانگین می‌نامیم، را برای قاب‌های مختلف نشان می‌دهد.

در شکل‌های ۷ و ۸، منحنی‌های زمان دوام بیشینه‌ی دریافت نسبی طبقات برای قاب‌های ۳، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب با مدل رفتاری ۳٪ STL و SSD تحت توابع شتاب سری e ترسیم شده است. زمان معادل میانگین نیز بر روی منحنی‌ها مشخص است.

با مقایسه‌ی این دو مدل رفتاری می‌توان دریافت که به علت کاهش مقاومت و سختی در مدل SSD، سازه‌ها سریع‌تر از مدل ۳٪ STL به حالت ناپایداری نزدیک می‌شوند و در قاب‌های ۱۲ و ۸ طبقه‌ی مدل SSD، آنالیز زمان دوام در حدود ثانیه‌ی دهم دچار عدم هم‌گرایی می‌شود.

در تمام مدل‌ها می‌توان دریافت که مقادیر بیشینه‌ی دریافت نسبی طبقات قاب‌ها، نه تنها در زمان‌های معادل مربوط با افزایش طبقات بیشتر شده است، بلکه در تمام زمان‌ها نیز این موضوع صادق است. این مطلب نشان‌دهنده‌ی سختی کمتر

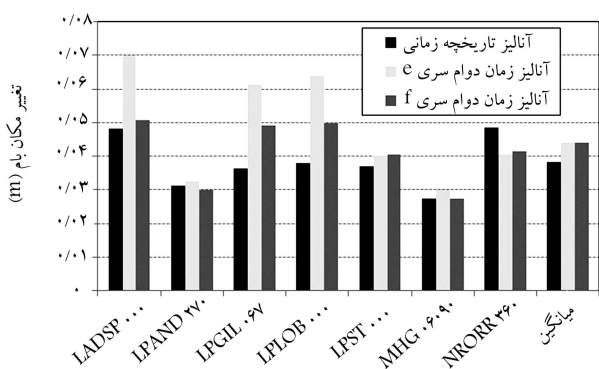
GM مطابق آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ مقیاس شده‌اند. با توجه به اینکه قاب‌های مورد بحث همگی دو بعدی هستند، فقط مؤلفه‌ی افقی اصلی شتاب‌نگاشت‌ها در نظر گرفته شده است. در نتیجه، شتاب‌نگاشت‌ها را باید به نحوی مقیاس کرد که طیف پاسخ خطی آن‌ها با فرض میرایی ۵٪ در محدوده‌ی $T_i \leq 0.2$ تا $T_i \leq 1.5$ بالاتر از طیف طراحی آیین‌نامه قرارگیرد. [۱۷] دوره‌ی تناوب ارتعاشی اصلی سازه است. با توجه به اینکه طراحی در این مطالعه موردنظر نبوده است، شتاب‌نگاشت‌ها به صورتی مقیاس شده‌اند که سطح زیر طیف آن‌ها در محدوده‌ی ذکرشده با سطح زیر طیف طراحی برابر باشد و بدین ترتیب ضرایب مقیاس از اعداد محافظه‌کارانه‌ی به‌دست‌آمده با روش آیین‌نامه‌ی کوچک‌تر به‌دست آمده‌اند. [۱۷] در جدول ۳، ضرایب مقیاس به‌دست‌آمده مربوط به هر شتاب‌نگاشت برای قاب‌های مورد مطالعه آمده است.

۵. مقایسه‌ی نتایج آنالیز زمان دوام و آنالیز تاریخیچه‌ی

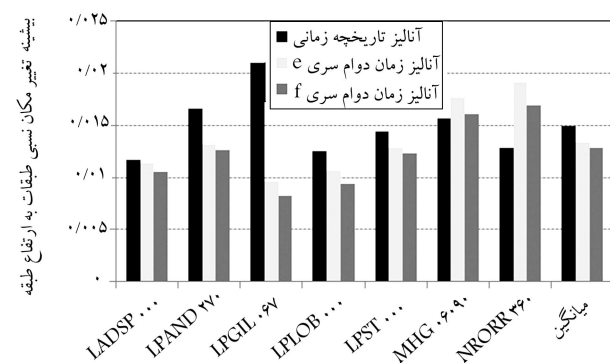
زمانی غیرخطی

در این بخش نتایج آنالیز زمان دوام و آنالیز تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی با یکدیگر مقایسه شده‌اند. همان‌گونه که پیش‌تر بیان شد، توابع شتاب زمان دوام طبیعتی فزاینده دارد و بالطبع، پاسخ سازه نیز به چنین تهییجی به‌صورت فزاینده خواهد بود. حال مسئله‌ی مهم این است که چگونه می‌توان نتایج حاصل از این روش را با نتایج آنالیز تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی شتاب‌نگاشت‌های زلزله مقایسه کرد. بنابراین لازم است ابتدا توضیحاتی در مورد نحوه‌ی ترسیم نمودارهای پاسخ آنالیز زمان دوام و مقایسه‌ی نتایج آن‌ها با سایر روش‌های آنالیز لرزه‌یی بیان شود.

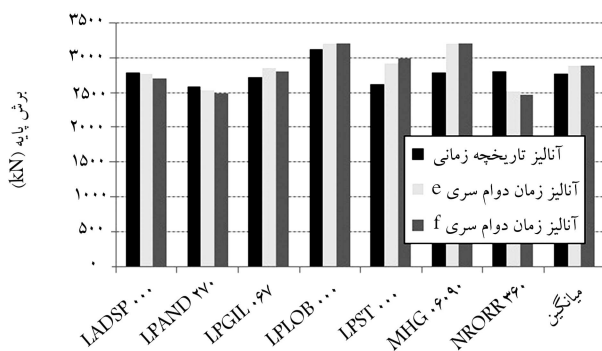
با توجه به اینکه نمودار زمان دوام باید روند فزاینده‌ی پاسخ را نشان دهد، از تابع بیشینه‌ی قدرمطلق برای ساخت این نمودار استفاده می‌شود. به‌عبارت دیگر، هر نقطه‌ی پاسخ در نمودار زمان دوام، بیشینه‌ی قدرمطلق تمامی پاسخ‌های تجربه‌شده توسط سازه تا آن زمان است. نمودارهای زمان دوام به‌صورت پله‌ی‌ای است، زیرا در بازه‌ی از زمان بیشینه‌ی قدرمطلق پاسخ‌ها ثابت می‌ماند. برای برطرف‌کردن این مسئله در این مطالعه از یک روند میانگین‌گیری متحرک برای هموارکردن نمودارهای زمان دوام در محدوده‌ی غیرخطی استفاده شده است. [۴] در این مطالعه نشان داده شده است که این‌کار تخمین آنالیز زمان دوام را به مراتب بهبود می‌بخشد.



شکل ۹. مقادیر تغییر مکان بام حاصل از آنالیز تاریخی‌چیهی زمانی سری GM و آنالیز زمان دوام سری e و f برای قاب ۱۲ طبقه با مدل رفتاری ۳٪ STL.

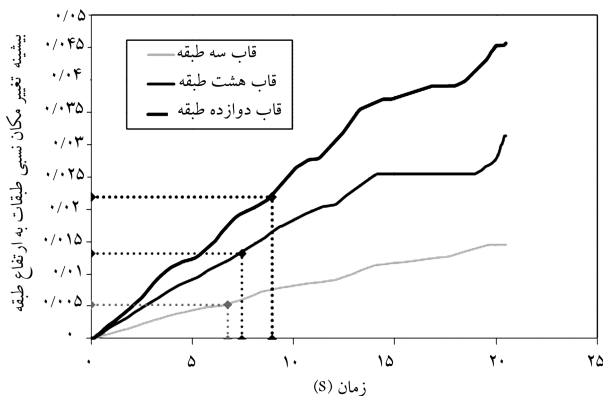


شکل ۱۰. مقادیر بیشینهی دریفت نسبی طبقات حاصل از آنالیز تاریخی‌چیهی زمانی سری GM و آنالیز زمان دوام سری e و f برای قاب ۱۲ طبقه با مدل رفتاری ۳٪ STL.

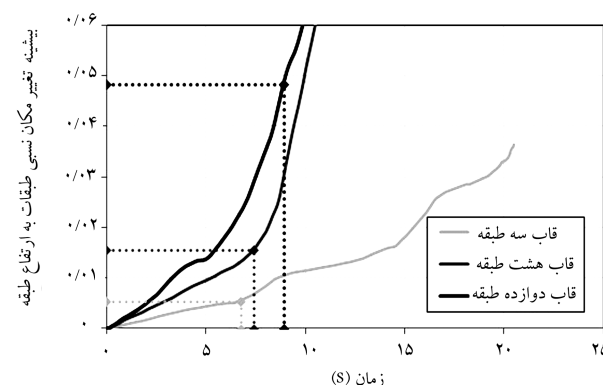


شکل ۱۱. مقادیر برش پایه‌ی حاصل از آنالیز تاریخی‌چیهی زمانی سری GM و آنالیز زمان دوام سری e و f برای قاب ۱۲ طبقه با مدل رفتاری ۳٪ STL.

پاسخ‌های تغییر مکان بام و بیشینهی دریفت نسبی طبقات حاصل از دو آنالیز با هم اختلاف بیشتری نسبت به برش پایه دارند. علت این امر را می‌توان در عدم تطبیق کامل طیف این شتاب‌نگاشت‌ها با طیف هدف توابع شتاب و ناهم‌واری‌های آن جستجو کرد. اما همان‌طور که در این شکل‌ها پیداست، هماهنگی بسیار خوبی بین نتایج زمان دوام در زمان معادل میانگین و میانگین نتایج تاریخی‌چیهی زمانی مشاهده می‌شود. این هماهنگی به علت استفاده از زمان معادل میانگین است، که خطای ناشی از ناهم‌واری‌های طیف شتاب‌نگاشت‌ها را در به‌دست‌آوردن زمان معادل کاهش می‌دهد. همچنین تطابق قابل قبولی بین برش‌های پایه‌ی حاصل از دو روش



شکل ۷. منحنی‌های زمان دوام بیشینهی دریفت نسبی طبقات برای قاب‌های ۳، ۸ و ۱۲ طبقه با مدل رفتاری ۳٪ STL تحت توابع شتاب سری e.



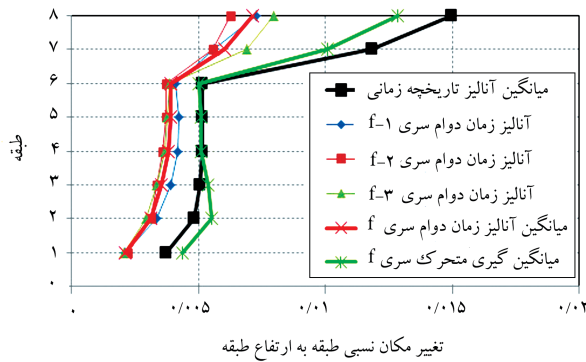
شکل ۸. منحنی‌های زمان دوام بیشینهی دریفت نسبی طبقات برای قاب‌های ۳، ۸ و ۱۲ طبقه با مدل رفتاری SSD تحت توابع شتاب سری e.

طبقه‌یی که بیشینهی دریفت نسبی طبقات در آن اتفاق می‌افتد، نسبت به تقاضای ایجادشده در آن طبقه برای قاب‌های با تعداد طبقات بیشتر در مقایسه با قاب‌های با تعداد طبقات کمتر است.

شیب زیاد منحنی‌های زمان دوام مربوط به مدل SSD، نشان‌گر نزدیک شدن سازه به مرز خرابی است. در مورد سازه‌هایی که این شیب را تجربه نمی‌کنند و به عبارت دیگر، مقاومت و سختی بالایی دارند، باید از توابع شتاب با طول زمان بیشتر و با اعمال ضرایب بزرگ‌تر از ۱ در توابع شتاب استفاده شده در این پژوهش استفاده کرد. همان‌طور که در این شکل‌ها مشخص است، بیشینهی دریفت نسبی طبقات برای قاب ۳ طبقه با مدل‌های ۳٪ STL و SSD در حدود ۰٫۰۵ است، که مقدار مناسبی است؛ که نشان‌دهندهی تأمین سختی مورد نیاز سازه است. اما مشاهده می‌شود که این مقدار برای قاب‌های ۸ و ۱۲ طبقه زیاد است و نشان می‌دهد که در طراحی این قاب‌ها در یک یا چند طبقه، سختی مناسب تأمین نشده است و در نمودارهای بعدی، طبقاتی که سختی کمی دارند، مشخص شده‌اند.

در شکل‌های ۹ الی ۱۱، به ترتیب مقادیر بیشینهی تغییر مکان بام، بیشینهی دریفت نسبی طبقات و برش پایه‌ی حاصل از آنالیز تاریخی‌چیهی زمانی غیرخطی سری GM و مقادیر متناظر آن‌ها حاصل از آنالیز زمان دوام سری e و f در زمان معادل مربوط به هر شتاب‌نگاشت ترسیم شده است. همچنین مقادیر میانگین نتایج تاریخی‌چیهی زمانی غیرخطی و نتایج زمان دوام در زمان معادل میانگین در قسمت میانگین نشان داده شده و با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

همان‌طور که در این شکل‌ها مشاهده می‌شود، برای برخی از شتاب‌نگاشت‌ها،



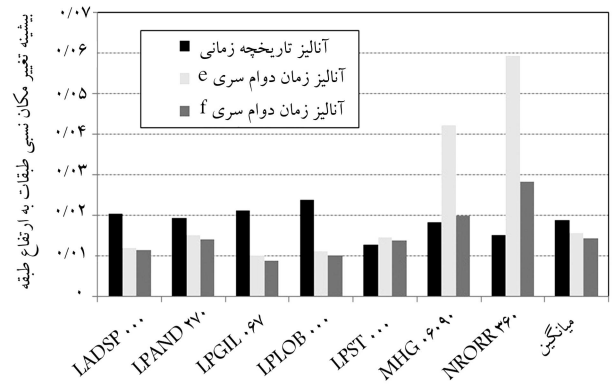
شکل ۱۳. قدرمطلق دریافت نسبی طبقات قاب ۸ طبقه با مدل رفتاری ۳٪ STL برای میانگین نتایج آنالیز تاریخچه زمانی سری GM و نتایج زمان دوام سری f در لحظه وقوع بیشینه مقدار برای پارامتر تا پیش از زمان معادل میانگین.

می‌دهد. اما با روش میانگین‌گیری متحرک، جواب این دو روش بسیار به هم نزدیک شده‌اند و این موضوع نشان می‌دهد که در نظر گرفتن پاسخ‌های سازه در زمان‌های نزدیک زمان معادل میانگین باعث بهبود نتایج به صورت چشم‌گیر شده است. در سازه‌های با تمامی مدل‌های رفتاری نیز روش میانگین‌گیری متحرک در تخمین پارامترهای تقاضای مهندسی حاصل از میانگین تاریخچه زمانی غیرخطی موفق‌تر از میانگین‌گیری عادی است. پیش‌تر مشاهده شد که در قاب‌های ۸ و ۱۲ طبقه، بیشینه دریافت نسبی طبقات زیاد است. جهت بررسی اینکه کدام طبقات باعث زیاد شدن این مقدار شده است، یا به عبارت دیگر سختی کمتری دارند، و همچنین بررسی روش زمان دوام در پیش‌بینی توزیع خرابی در طبقات، شکل‌های ۱۴ و ۱۵ رسم شده است. این نمودارها دریافت نسبی هر طبقه برای توابع شتاب زمان دوام در زمان معادل میانگین را نشان می‌دهد و با مقادیر حاصل از روش تاریخچه زمانی غیرخطی مقایسه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در قاب ۸ طبقه، طبقات هفتم و هشتم و در قاب ۱۲ طبقه، طبقات دهم الی دوازدهم، دریافت نسبی طبقه به مراتب بیشتری نسبت به طبقات دیگر دارند. همچنین با مشاهده مقاطع استفاده‌شده در این قاب‌ها نیز می‌توان دریافت که سختی این طبقات کمتر از طبقات زیرین خود است و همین موضوع باعث تغییر مکان نسبی زیاد این طبقات شده است. طراحی مناسب این سیستم لرزه‌بر می‌تواند سختی مورد نیاز طبقات را تأمین کند و با افزایش سختی جانبی طبقات نرم‌ترین قاب‌ها می‌توان عملکرد بهتری از سازه انتظار داشت. این نمودارها نشان می‌دهند که توزیع خرابی در طبقات حاصل از آنالیز تاریخچه زمانی، توسط روش زمان دوام حاصل از میانگین‌گیری متحرک به خوبی پیش‌بینی شده است و نشان می‌دهد که با ورود بیشتر طبقه به ناحیه غیرخطی این اختلاف بیشتر می‌شود. اختلاف نتایج آنالیز زمان دوام حاصل از تک تک توابع شتاب و همچنین حاصل از میانگین‌گیری متداول با میانگین نتایج تاریخچه زمانی زیاد است. باز هم نتایج نشان‌دهنده موفق بودن شیوه میانگین‌گیری متحرک در پیش‌بینی نتایج تاریخچه زمانی است.

۶. بررسی میزان خطای روش زمان دوام

برای بررسی دقیق‌تر میزان دقت روش زمان دوام می‌توان معیار خطایی برای نتایج این روش به صورت رابطه ۲ ارائه کرد:

$$\bar{E} = \frac{EDP_{ET} - EDP_{es}}{EDP_{es}} \quad (2)$$



شکل ۱۴. مقادیر بیشینه دریافت نسبی طبقات حاصل از آنالیز تاریخچه زمانی سری GM و آنالیز زمان دوام سری e و f برای قاب ۸ طبقه با مدل رفتاری SSD.

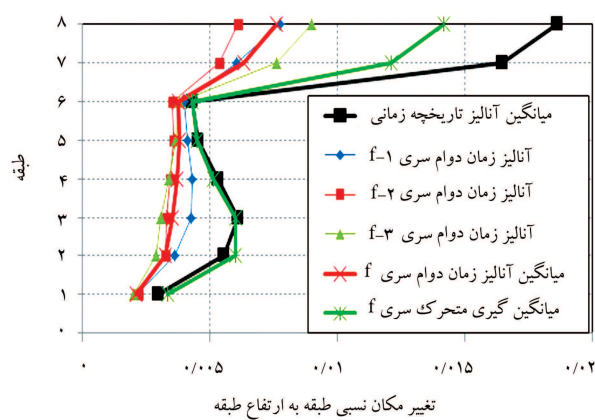
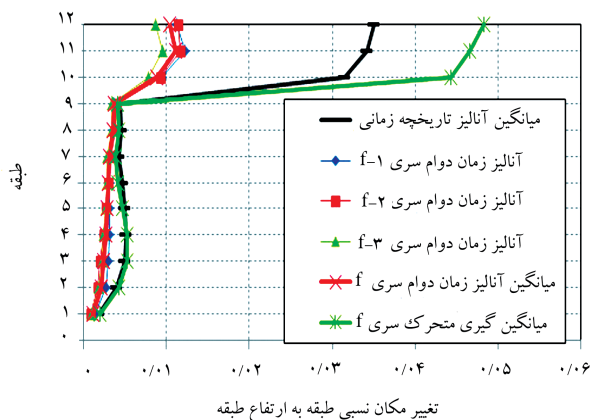
وجود دارد. بررسی نمودارهای مشابه نشان داده است که برش‌های پایه حاصل از دو روش زمان دوام و تاریخچه زمانی غیرخطی در تمام قاب‌ها با مدل‌های رفتاری مختلف، تطابق بسیار مناسبی دارند که نشان‌دهنده مناسب بودن نحوه تعیین زمان معادل است.

در شکل ۱۲، پاسخ بیشینه دریافت نسبی طبقات مربوط به قاب ۸ طبقه با مدل رفتاری SSD مشاهده می‌شود. همان‌طور که مشخص است، نتایج مربوط به بعضی شتاب‌نگاشت‌ها با نتایج آنالیز زمان دوام اختلاف نسبتاً زیادی دارد؛ که بیشتر به علت خاصیت رفتار ماده SSD است. به عبارت دیگر، به علت کاهش سختی و مقاومتی که در این رفتار اتفاق می‌افتد، ممکن است سازه در طول آنالیز تحت یک شتاب‌نگاشت دچار ناپایداری‌های لحظه‌ای شود و تغییر شکل‌های زیادی را تجربه کند و در طول آنالیز تحت یک شتاب‌نگاشت دیگر، چنین ناپایداری‌هایی را تجربه نکند. این موضوع برای آنالیز زمان دوام نیز صدق می‌کند. در نتیجه، پراکندگی نتایج برای این مدل رفتاری بیشتر است. اما این تذکر لازم است که کم‌کم نتایج زمان دوام در زمان معادل میانگین سری e و f بسیار نزدیک به هم و همچنین میانگین تحلیل تاریخچه زمانی است و نتایج نشان می‌دهد که این نتیجه برای تمامی قاب‌ها با تمامی مدل‌های رفتاری مورد مطالعه صادق است.

نتایج حاصل از آنالیز زمان دوام و تاریخچه زمانی غیرخطی، نشان‌دهنده تطابق بیشتر این دو روش در مدل رفتاری STL در مقایسه با مدل EPP است، که به علت وجود سختی پس از نقطه تسلیم مدل STL و سختی صفر بعد از نقطه تسلیم مدل EPP است، که باعث ناپایداری قاب‌های ۸ و ۱۲ طبقه با مدل رفتاری EPP در زمان‌های ابتدایی آنالیز زمان دوام شده است.

پیش‌بینی صحیح توزیع خرابی در طبقات باعث توزیع مناسب سختی و مقاومت در طراحی لرزه‌ی می‌شود و از مزایای روش‌های آنالیز لرزه‌ی محسوب می‌شود. جهت بررسی این موضوع در آنالیز سازه به روش زمان دوام، دریافت نسبی هر طبقه به عنوان معیار خرابی مناسب، جهت مقایسه با روش تاریخچه زمانی غیرخطی انتخاب شده است.

در شکل ۱۳، بیشینه دریافت نسبی هر طبقه برای قاب ۸ طبقه برای توابع شتاب سری f در زمان معادل میانگین رسم شده است. همچنین میانگین نتایج حاصل از آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی، میانگین نتایج زمان دوام در زمان معادل میانگین در حالت میانگین‌گیری عادی و متحرک در شکل مشخص است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، تک تک توابع شتاب سری f و میانگین آن‌ها به صورت عادی، مقادیر پاسخ کمتری را نسبت به میانگین نتایج تاریخچه زمانی غیرخطی ارائه



شکل ۱۵. قدرمطلق دررفت نسبی طبقات قاب ۱۲ طبقه با مدل رفتاری SSD برای میانگین نتایج آنالیز تاریخچه‌ی زمانی سری GM و نتایج زمان دوام سری e در لحظه‌ی وقوع بیشینه‌ی مقدار برای پارامتر تا پیش از زمان معادل میانگین.

شکل ۱۴. قدرمطلق دررفت نسبی طبقات قاب ۸ طبقه با مدل رفتاری SSD برای میانگین نتایج آنالیز تاریخچه‌ی زمانی سری GM و نتایج زمان دوام سری f در لحظه‌ی وقوع بیشینه‌ی مقدار برای پارامتر تا پیش از زمان معادل میانگین.

جدول ۵. تغییر مکان بام قاب‌های ۳، ۸ و ۱۲ طبقه با مدل‌های رفتاری مختلف.

قاب	تغییر مکان بام (متر)				
	میانگین آنالیز تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی	آنالیز زمان دوام سری e در زمان معادل میانگین	خطای آنالیز زمان دوام سری e در زمان معادل میانگین (%)	خطای آنالیز زمان دوام سری f در زمان معادل میانگین (%)	میانگین آنالیز تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی
۳ طبقه - STL %۱	۰٫۰۳۸	۰٫۰۴۳۲	۱۳٫۸۵	۰٫۰۴۳۴	۱۴٫۳۸
۳ طبقه - STL %۳	۰٫۰۳۷۹	۰٫۰۴۲۳	۱۱٫۵۱	۰٫۰۴۲۵	۱۲٫۱۹
۳ طبقه - SSD	۰٫۰۳۸۶	۰٫۰۴۱۲	۶٫۸۴	۰٫۰۴۲۸	۱۰٫۹۲
۸ طبقه - STL %۱	۰٫۱۵۵۳	۰٫۱۳۳۶	۱۳٫۹۶	۰٫۱۴۶۲	۵٫۸۵
۸ طبقه - STL %۳	۰٫۱۵۳۵	۰٫۱۳۶۱	۱۱٫۳۳	۰٫۱۴۶۴	۴٫۶۱
۸ طبقه - SSD	۰٫۱۶۸۲	۰٫۱۴۰۲	۱۶٫۶۳	۰٫۱۴۵۳	۱۳٫۶۲
۱۲ طبقه - STL %۱	۰٫۲۷۹۷	۰٫۲۳۸۱	۱۴٫۸۵	۰٫۲۵۹۸	۷٫۱۲
۱۲ طبقه - STL %۳	۰٫۲۷۹۱	۰٫۲۴۵۱	۱۲٫۱۸	۰٫۲۵۲۵	۹٫۵۲
۱۲ طبقه - SSD	۰٫۳۳۱۶	۰٫۳۸۴۵	۱۵٫۹۷	۰٫۳۲۰۷	۳٫۲۹

جدول ۶. بیشینه‌ی دررفت نسبی طبقات قاب‌های ۳، ۸ و ۱۲ طبقه با مدل‌های رفتاری مختلف.

قاب	بیشینه‌ی دررفت نسبی طبقات				
	میانگین آنالیز تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی	آنالیز زمان دوام سری e در زمان معادل میانگین	خطای آنالیز زمان دوام سری e در زمان معادل میانگین (%)	خطای آنالیز زمان دوام سری f در زمان معادل میانگین (%)	میانگین آنالیز تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی
۳ طبقه - STL %۱	۰٫۰۰۵۲	۰٫۰۰۵۵	۶٫۳۱	۰٫۰۰۵۵	۶٫۶۶
۳ طبقه - STL %۳	۰٫۰۰۵۲	۰٫۰۰۵۴	۳٫۹۶	۰٫۰۰۵۵	۶٫۲۶
۳ طبقه - SSD	۰٫۰۰۵۴	۰٫۰۰۵۵	۲٫۲۵	۰٫۰۰۵۸	۷٫۵۷
۸ طبقه - STL %۱	۰٫۰۱۵۵	۰٫۰۱۳۲	۱۴٫۷۳	۰٫۰۱۲۷	۱۷٫۹۴
۸ طبقه - STL %۳	۰٫۰۱۴۹	۰٫۰۱۳۳	۱۰٫۷۶	۰٫۰۱۲۸	۱۴٫۱۷
۸ طبقه - SSD	۰٫۰۱۸۶	۰٫۰۱۵۵	۱۶٫۴۹	۰٫۰۱۴۳	۲۳٫۲۲
۱۲ طبقه - STL %۱	۰٫۰۲۵۶	۰٫۰۲۲۲	۱۳٫۱۷	۰٫۰۲۳۳	۸٫۹۸
۱۲ طبقه - STL %۳	۰٫۰۲۴۷	۰٫۰۲۲۱	۱۰٫۴۲	۰٫۰۲۲۰	۱۰٫۷۱
۱۲ طبقه - SSD	۰٫۰۳۵۳	۰٫۰۴۸۵	۳۷٫۵۹	۰٫۰۳۹۴	۱۱٫۷۹

مشاهده می‌شود. خطای روش زمان دوام در پیش‌بینی پاسخ برش پایه حاصل از آنالیز تاریخچه‌ی زمانی بسیار ناچیز است، که نشان‌دهنده‌ی مناسب بودن نحوه‌ی تعیین زمان معادل است.

نتایج نشان می‌دهد که روش میانگین‌گیری متحرک، تخمین دقیق‌تری از دریافت نسبی طبقات و توزیع آن در طبقات حاصل از میانگین تاریخچه‌ی زمانی نسبت به میانگین‌گیری متداول ارائه می‌دهد. همچنین تک تک توابع شتاب مقادیر پاسخ کمتری را نسبت به میانگین نتایج تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی و روش میانگین‌گیری متحرک، در تعیین این پارامتر و همچنین توزیع سختی در طبقات ارائه می‌دهد.

در بیشتر موارد، سری f توابع شتاب خطای کمتری نسبت به سری e توابع شتاب برای تخمین میانگین پاسخ تغییرمکان بام و برش پایه‌ی آنالیز تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی دارد. همچنین برای پیشینه‌ی دریافت نسبی طبقات، سری e توابع شتاب خطای کمتری نسبت به سری f توابع شتاب برای تخمین میانگین پاسخ آنالیز تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی دارد. برای مدل رفتاری SSD خطای پیشینه‌ی دریافت نسبی طبقات زیاد می‌شود.

نتایج زمان دوام در زمان معادل میانگین نسبت به نتایج زمان دوام در زمان معادل هر شتاب‌نگاشت هماهنگی بیشتری با میانگین نتایج تاریخچه‌ی زمانی دارد و پراکندگی و اختلاف نتایج که به علت ناهمواری‌های طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌هاست، در این نوع استخراج نتایج زمان دوام دیده نمی‌شود.

روش زمان دوام می‌تواند مدل‌های مختلف رفتاری هیستریتیک را به خوبی تشخیص دهد. همچنین نتایج این روش توسط میانگین‌گیری متحرک توزیع خرابی در طبقات، از جمله دریافت نسبی طبقات، را به خوبی نشان می‌دهد.

طراحی صحیح قاب ۳ طبقه باعث کنترل دریافت نسبی طبقات می‌شود، در حالی که این پارامتر برای قاب‌های ۸ و ۱۲ طبقه در طبقات بالا، فراتر از حد مجاز است، که آنالیز زمان دوام به درستی آن را تشخیص داده است.

در صورت طراحی مناسب سیستم TRF می‌توان معیارهای سختی و شکل‌پذیری را هم‌زمان تأمین کرد و عملکرد بسیار مناسب از این سیستم انتظار داشت. البته برای اطمینان پیداکردن از عملکرد لرزه‌یی این سیستم لازم است پژوهش‌های گسترده‌یی به صورت آزمایشگاهی و عددی بر روی آن انجام شود و رفتار آن با سایر سیستم‌های لرزه‌برجانبی مقایسه شود.

که در آن، EDP_{ET} میانگین پارامتر تقاضای مهندسی سری توابع شتاب و EDP_{es} میانگین همان پارامتر برای سری شتاب‌نگاشت‌های GM است. با توجه به ناپایداری سازه با مدل رفتاری EPP در قاب‌های ۸ و ۱۲ طبقه، محاسبه‌ی خطاها فقط برای سایر مدل‌های رفتاری انجام شده است. همچنین با توجه به تطابق بسیار مناسب برش پایه‌ی به‌دست‌آمده از دو روش زمان دوام و تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی و اینکه پیشینه‌ی خطای به‌دست‌آمده برای برش پایه ۶٪ است، بررسی نتایج فقط بر روی تغییرمکان بام و پیشینه‌ی دریافت نسبی طبقات صورت گرفته است (جدول‌های ۵ و ۶).

با توجه به جدول‌های ۵ و ۶ می‌توان گفت روش زمان دوام در بیشتر قاب‌های با مدل‌های رفتاری STL مقادیر کمتری را نسبت به میانگین نتایج آنالیز تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی ارائه می‌دهد. در طرف مقابل، در بیشتر قاب‌های با مدل SSD، روش زمان دوام مقادیر پاسخ بیشتری را نسبت به میانگین نتایج آنالیز تاریخچه‌ی زمانی ارائه می‌دهد. بیشترین خطای روش زمان دوام در پیش‌بینی تغییرمکان بام مدل SSD و تحت توابع شتاب سری e ، ۱۶/۶۳٪ در قاب ۳ طبقه، و تحت توابع شتاب سری f ، ۱۳/۶۲٪ در قاب ۸ طبقه ایجاد شده است. برای این مدل رفتاری در بیشتر موارد خطای پیشینه‌ی دریافت نسبی طبقات با افزایش ارتفاع ساختمان زیاد می‌شود.

با بررسی خطاهای به‌دست‌آمده می‌توان دریافت که برای پاسخ تغییرمکان بام و برش پایه، در بیشتر موارد، سری f توابع شتاب خطای کمتری نسبت به سری e توابع شتاب برای تخمین میانگین پاسخ آنالیز تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی دارد. همچنین برای پیشینه‌ی دریافت نسبی طبقات، در بیشتر موارد، سری e توابع شتاب خطای کمتری نسبت به سری f توابع شتاب برای تخمین میانگین پاسخ آنالیز تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی دارد. همچنین در بیشتر موارد، خطای قاب‌های با مدل رفتاری SSD از قاب‌های متناظر با مدل رفتاری ۱٪ STL بیشتر و خطای قاب‌های با مدل رفتاری ۱٪ STL از قاب‌های متناظر با مدل رفتاری ۳٪ STL بیشتر است.

۷. نتیجه‌گیری

نتایج آنالیز سری‌های e و f توابع شتاب زمان دوام هماهنگی مناسبی با ۷ شتاب‌نگاشتی که در تولید آن‌ها استفاده شده‌اند، دارد. این هماهنگی در مدل‌های هیستریتیک مختلف

پانویس‌ها

1. T-resisting frame (TRF)
2. endurance time method (ET)
3. elastic perfectly plastic model
4. steel model
5. stiffness degradation and strength deterioration model
6. nonlinear beam column element
7. linear beam column element

منابع (References)

1. Ashtari, P. and Bandehzadeh, M. "Study on seismic performance of TRF system", The 8th International Congress on Civil Engineering, Shiraz University, Shiraz, Iran (2009).
2. Ashtari, P. and Bandehzadeh, M. "Calculation of response modification factor of TRF system", The 8th In-

- ternational Congress on Civil Engineering, Shiraz University, Shiraz, Iran (2009).
3. Ashtari, P. and Abbasi, A.A. "Calculation of effective response modification factor for new TBR bracing systems", International Conference on Light Weight Construction and Earthquake, Shahid Bahonar University of Kerman, Kerman, Iran (2010).
 4. Riahi, H.T. and Estekanchi, H.E. "Seismic assessment of steel frames with the endurance time method", *Journal of Constructional Steel Research*, **66**, pp. 780-792 (2010).
 5. Estekanchi, H.E.; Vafai, A. and Sadeghazar, M. "Endurance time method for seismic analysis and design of structure", *Scientia Iranica*, **11**(4), pp. 361-370 (2004).
 6. Estekanchi, H.E., Kianfar, E. and Vafai, A. "Application of damage indexes in nonlinear analysis of steel frames by Endurance Time method", *Sharif Journal of Science and Technology*, **33**, pp. 13-21 (2006).
 7. Riahi, H.T. "Study of endurance time analysis method in seismic evaluation of steel moment resisting frames", PhD thesis, Sharif University of Technology (2009).
 8. Valamanesh, V., Estekanchi, H.E. and Vafai, A. "Investigation of endurance time method in seismic analysis of two dimensional steel frames as compared to static method", *Sharif Journal of Science and Technology*, **22**(35), pp. 47-55 (2006).
 9. Madarshahian, S.R. and Estekanchi, H.E. "Investigation of nonlinear endurance time and static pushover methods in estimating steel moment frames performance", 5th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Tehran, Iran (2007).
 10. Estekanchi, H.E., Valamanesh, V. and Vafai, A. "Application of endurance time method in linear seismic analysis", *Engineering Structures*, **29**(10), pp. 2551-2562 (2007).
 11. Estekanchi, H.E., Riahi, H.T. and Vafai, A. "Endurance time method: Exercise test for seismic assessment of structures", The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China (2008).
 12. Estekanchi, H.E., Arjomandi, K. and Vafai, A. "Estimating structural damage of steel moment frames by endurance time method", *Journal of Constructional Steel Research*, **64**(2), pp. 145-155 (2008).
 13. Estekanchi, H.E., Riahi, H.T. and Vafai, A. "Application of endurance time method in seismic assessment of steel frames", *Engineering Structures*, **33**(9), pp. 2535-2546 (2011).
 14. Ashtari, P. and Gorzin, M. "Seismic behavior of innovative T-shape resistant system", Sixth International Conference of Seismology and Earthquake Engineering, Tehran, Iran (2011).
 15. Bandehzadeh, M. "Study of nonlinear behavior of steel buildings with TRF system", MSc thesis, University of Zanjan (2009).
 16. MHUD, Iranian National Building Code (part 6), *Loads on the Structures*, Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, Iran (2006).
 17. BHRC. Iranian Code of Practice for Seismic Resistance Design of Buildings, *Standard no.2800*, 3rd edition, Building and Housing Research Center (2005).
 18. MHUD, Iranian National Building Code (part 10), *Steel Structures Design*, Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, Iran (2009).
 19. Ibarra, L.F. and Krawinkler, H., *Global Collapse of Frame Structures Under Seismic Excitations*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, 301 pages (2005).