

روش تحلیل زمان دوام، جایگزینی مناسب برای روش مرسوم تحلیل دینامیکی در تخمین رفتار لرزه‌یی ساختمان‌های بتنی قالب‌توانی

وحید محسنیان (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ

سید بهرام بهشتی اول* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

رضا دربانان (دانشجوی دکتری)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه شاهرود

مهندسی عمران شریف، پاییز ۱۳۹۶ (۱۳۹۶)
دوری ۲ - ۳۳، شماره ۳/۲، ص. ۱۴۹-۱۵۹، (پادداست نشی)

بالا بودن زمان و بالتبع هزینه‌ی محاسبات، از جمله مشکلات پیش رو جهت بررسی عملکرد لرزه‌یی ساختمان‌های قالب‌توانی در محدوده‌ی رفتار غیرخطی است. در مطالعه‌ی حاضر، ضمن بررسی سطح عملکرد ساختمان‌های ۵ و ۱۰ طبقه، تحت زلزله‌ی طراحی آیین‌نامه‌ی ایران به کمک تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی، کارایی روش نوین زمان دوام در تخمین پاسخ لرزه‌یی این قبیل ساختمان‌ها نیز ارزیابی شده است. نتایج تحلیل‌ها مبین باقی ماندن ساختمان‌های مورد مطالعه در سطح عملکردی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه به ازاء زلزله‌ی طرح و دقت بالای روش زمان دوام در تخمین پاسخ سازه‌ها با صرف تلاش محاسباتی بسیار کمتر است. تحلیل‌های انجام‌یافته در برآورد پاسخ‌ها، مبین بیشینه‌ی ۵۳/۷۶ و ۲۱/۷۴ درصد خطا به ترتیب بین نتایج حاصل از تحلیل‌های بارافزون و زمان دوام با نتایج حاصل از تحلیل دقیق تاریخچه‌ی زمانی برای ساختمان‌های مورد مطالعه است. زمان صرف‌شده برای انجام تحلیل زمان دوام فقط ۲۰ و ۲۵ درصد زمان لازم برای تحلیل‌های بارافزون و تاریخچه‌ی زمانی برآورد شده است. به نظر می‌رسد که به‌خصوص برای سیستم ساختمانی قالب‌توانی، روش زمان دوام می‌تواند جایگزین مناسبی برای روش‌های مذکور باشد.

mohsenian.vahid@gmail.com
beheshti@kntu.ac.ir
rezadarbanian@gmail.com

واژگان کلیدی: سیستم قالب‌توانی، دیوار برشی، روش زمان دوام، سطح عملکرد.

۱. مقدمه

قالب‌توانی از سیستم‌های نوین ساختمانی است که به جهت نداشتن المان‌های تیر و ستون از سایر سیستم‌های بتنی متعارف تفکیک می‌شود. مطابق شکل ۱، در سیستم سازه‌یی مذکور فقط از المان‌های دال و دیوار به‌عنوان عناصر باربر قائم و جانبی استفاده می‌شود که در هر طبقه به‌صورت هم‌زمان بتن‌ریزی می‌شوند. طی دو زلزله‌ی کوچالی^۱ و دوزجه^۲ به ترتیب با بزرگای ۷/۴ و ۷/۲ ریشتر در ترکیه (۱۹۹۹)، مقاومت و کارایی بالای ساختمان‌های بتن‌آرمه با دیوار برشی، که با روش قالب‌توانی ساخته شده بودند، اثبات شده و بررسی‌ها نشان داده است که عملکرد لرزه‌یی سیستم سازه‌یی مذکور در مقایسه با سیستم‌های قاب خمشی بتنی و یا قاب خمشی همراه دیوار برشی بهتر بوده است.^[۱]

متأسفانه در آیین‌نامه‌های تحلیل و طراحی فعلی، سیستم قالب‌توانی به‌عنوان یک سیستم مستقل سازه‌یی مدنظر قرار نگرفته است. مطالعات انجام‌شده بر روی

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۴/۷/۷، اصلاحیه ۱۳۹۴/۱۱/۶، پذیرش ۱۳۹۴/۱۱/۲۷.

ساختمان‌های قالب‌توانی اگرچه ارزشمند، ولی محدود است. در سال‌های ۲۰۰۳ و ۲۰۰۴، دو نمونه ساختمان ۲ و ۵ طبقه با پلان مشترک بررسی و مطالعه شده‌اند. ساختمان‌های مذکور به‌صورت دوبعدی و سه‌بعدی مدل‌سازی شده و تحت تحلیل بارافزون قرار گرفته‌اند. هر دو ساختمان در سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه، به سطح خطر طراحی آیین‌نامه‌ی ترکیه پاسخ داده و مشخص شده است که رفتار حاکم در سیستم به‌صورت غشایی است و عملکرد کششی-فشاری هم‌بسته‌ی دیوارها در سه‌بعد، نقشی مهم در باربری ساختمان‌های ساخته‌شده با روش قالب‌توانی ایفا می‌کند. در پایان برای ساختمان کوتاه‌تر ضریب رفتار ۵ و برای ساختمان بلندتر ضریب رفتار ۴ پیشنهاد شده است.^[۲]

به منظور بررسی رفتار سه‌بعدی سیستم دیوارهای متقاطع، آزمایش‌هایی بر روی نمونه‌هایی با کمیته‌های آرماتورهای مسلح‌کننده انجام شده است. در این مطالعات تجربی، نمونه‌ها در هر دو جهت اصلی تحت بارگذاری جانبی شبه‌استاتیکی چرخه‌یی قرار گرفته‌اند با توجه به درصد کم آرماتورهای طولی، مود خرابی نمونه‌ها به‌صورت ترد گزارش شده است با استناد به نتایج آزمایش‌های انجام‌شده با کمک نرم‌افزار روی

شود. عدم امکان مدل‌سازی سیستم مذکور با المان‌های رشته‌یی و لزوم استفاده از المان‌های سه‌بعدی پوسته در یک تحلیل اجزاء محدود، منجر به حجم بسیار بالای محاسبات و زمان طولانی برای تحلیل‌ها می‌شود که این موارد از جمله مشکلات اساسی برای مهندسان جهت تخمین رفتار لرزه‌یی غیرخطی ساختمان‌های مرتفع و با پلان گسترده است. مطالعه‌ی حاضر به بررسی رفتار لرزه‌یی ساختمان‌های قالب‌تولنی، در محدوده‌ی تغییر شکل‌های غیرخطی و ارزیابی قابلیت روش زمان دوام در تخمین پاسخ لرزه‌یی این قبیل سازه‌ها اختصاص یافته و ضمن آن، بعد از تعیین سطح عملکردی مدل‌های مورد مطالعه تحت سطح خطر طراحی آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران^[۸]، پاسخ‌های حاصل از ۳ روش تحلیل بارافزون، تاریخچه‌ی زمانی و زمان دوام با یکدیگر مقایسه شده‌است.

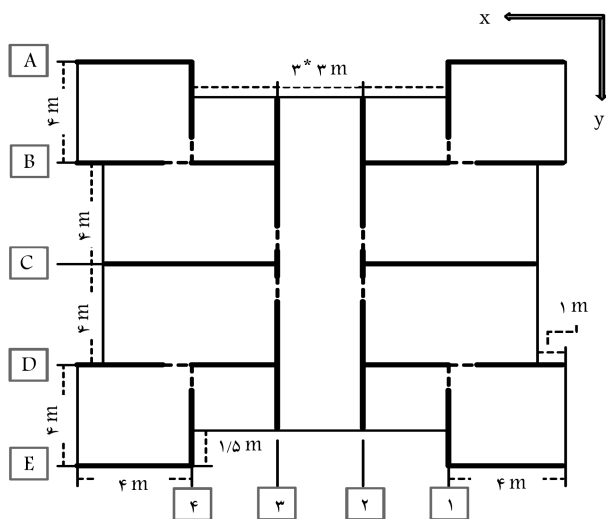


شکل ۱. نحوه‌ی قالب‌بندی ساختمان‌های قالب‌تولنی.

۲. مشخصات مدل‌های مورد مطالعه

در مطالعه‌ی حاضر، از پلان با سیستم قالب‌تولنی ارائه‌شده در شکل ۲ استفاده شده است.^[۹] پلان انتخابی منظم و نسبت به هر دو جهت اصلی متقارن است. خط‌چین‌های موجود در پلان، معرف تیرهای رابط بالای بازشوهاست که طول و ارتفاع‌شان به ترتیب ۱ و ۰٫۷ متر بوده است. به منظور بررسی اثر ارتفاع در رفتار، ساختمان‌هایی با پلان مذکور و با تعداد طبقات ۵ و ۱۰ مدل شده است. کاربری ساختمان‌های مذکور، مسکونی و موقعیت‌شان در پهنه‌ی لرزه‌خیزی تهران فرض شده است. ارتفاع طبقات ۳ متر و خاک منطقه براساس طبقه‌بندی آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران (استاندارد ۲۸۰۰)^[۸]، تیپ ۲ در نظر گرفته شده است.

ساختمان‌های مورد مطالعه براساس آیین‌نامه‌ی بتن آمریکا^[۱۰] و با استفاده از نرم‌افزار ETABS v۹.۵.۰^[۱۱] طراحی شده و ضمن فرایند طراحی، تمامی الزامات ارائه‌شده توسط مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن در خصوص قالب‌تولنی‌ها^[۱۲] نیز رعایت شده است. مقدار ضریب رفتار برای طراحی اولیه‌ی ساختمان‌ها، براساس مقدار معمول که توسط طراحان برای سیستم مذکور استفاده می‌شود، ۵ انتخاب شده است. در مدل‌سازی، برای دال‌ها و دیوارها، رفتار پوسته (اثر هم‌زمان تغییرشکل‌های درون و برون صفحه) در نظر گرفته شده و شبکه‌بندی اجزاء محدود بهینه برای المان‌ها نیز از سعی و خطا مطابق شکل ۳ به‌دست آمده است. در نهایت، ضخامت کلیه‌ی



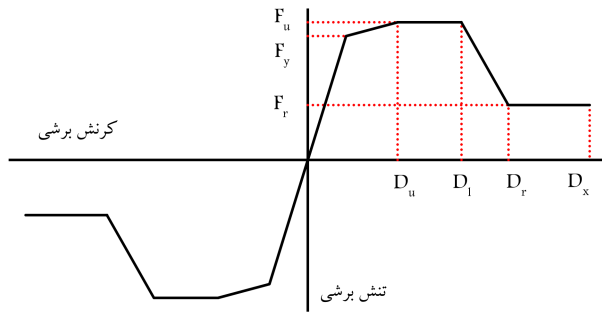
شکل ۲. پلان ساختمان‌های قالب‌تولنی مورد مطالعه.

نمونه‌هایی با درصد آرماتور طولی مختلف، تحلیل‌هایی در دو جهت اصلی انجام و مشخص شده است که افزودن آرماتورهای طولی متمرکز در گوشه‌ی دیوارها، اثر مثبتی در رفتار آنها دارد و می‌تواند مود خرابی آن‌ها را در درصد آرماتور کم نیز از حالت ترد خارج کند.^[۴،۳]

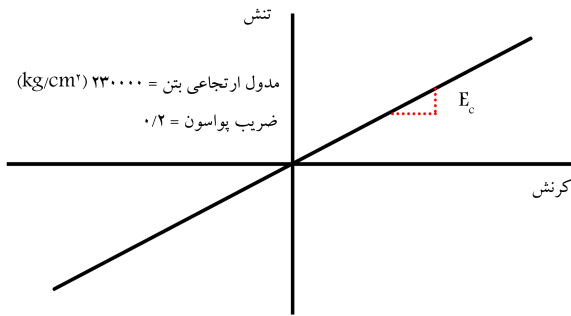
به منظور درک بهتر رفتار لرزه‌یی ساختمان‌های قالب‌تولنی در محدوده‌ی غیرخطی، مطالعاتی تجربی بر روی دو نمونه‌ی ساخته‌شده با مقیاس ۱ به ۵ انجام شده است. نتایج آزمایش‌های بارگذاری رفت و برگشتی روی نمونه‌ها حکایت از رفتار ترد آنها داشته و طی آن، خرابی‌هایی در دال‌ها به صورت برش منگنه‌یی و در اتصال‌های دال به دیوار و دیوار به شالوده مشاهده شده است. بعد از انجام آزمایش ارتعاش اجباری روی نمونه‌های مذکور معلوم شده است که ترک‌خوردگی دال‌ها نقش مؤثری در تغییر زمان تناوب مود ارتعاشی اول نوسانی ساختمان داشته و ضرایب ترک‌خوردگی موجود در میجث ششم مقررات ملی ساختمان، تقریب مناسبی برای برآورد زمان تناوب نمونه‌ها نتیجه داده است. در ادامه، نتایج مدل‌سازی عددی و تحلیل رایانه‌یی نمونه‌ها با نتایج به‌دست آمده از آزمایش‌ها مقایسه شده و نتایج برابری خوبی داشته است.^[۵] طی مطالعاتی تحلیلی، برای محاسبه‌ی ضریب رفتار، از روش ATC-۳۶ استفاده شده است. نتایج مطالعات مذکور نشان داده است که ضریب رفتار ۴ برای ساختمان‌های مورد مطالعه، انتخاب مناسبی خواهد بود. محققان این مطالعه، جهت استخراج ضریب رفتار، برآورد زمان تناوب مود اول نوسان و مکانیزم‌های خرابی و شکست قالب‌تولنی‌ها، مطالعات عددی و تجربی بیشتری را لازم دانسته‌اند.^[۶]

نتایج مطالعات انجام‌شده‌ی دیگری بر روی دو ساختمان قالب‌تولنی ۵ و ۱۰ طبقه‌ی اجراشده در ایران نشان داده است که سیستم به‌کار رفته در دو سازه، با توجه به جزئیات اجرایی خاص استفاده‌شده برای المان‌ها، اضافه مقاومت قابل توجه و در عین حال شکل‌پذیری مناسبی دارد و روند به‌کار رفته در طراحی نیز، قابلیت عملکردی مناسبی را در ساختمان‌های مذکور ایجاد کرده است. جهت نتیجه‌گیری عمومی در خصوص ضریب رفتار، محققان در این مطالعه نیز بررسی‌های انجام‌شده را کافی ندانسته و به لزوم مطالعات بیشتر در این زمینه تأکید کرده‌اند.^[۷]

مرور ادبیات فنی و مطالعات پیشین حاکی از آن است که مطالعات تجربی و عددی انجام‌شده به منظور بررسی رفتار لرزه‌یی ساختمان‌های ساخته‌شده با شیوه‌ی اجرایی ذکرشده محدود است. مشارکت اعضاء صفحه‌یی دال و دیوار در رفتار سه‌بعدی و لذا نامعینی بالا، از جمله امتیازات سیستم قالب‌تولنی در تحمل بارهای بزرگی چون نیروهای جانبی زلزله است. جهت حصول به نتایج مطلوب و دقیق لازم است که تحلیل‌های موردنیاز روی مدل‌های سه‌بعدی از سیستم قالب‌تولنی انجام



شکل ۴. رفتار برشی غیرخطی تعریف شده در نرم افزار. [۱۷]



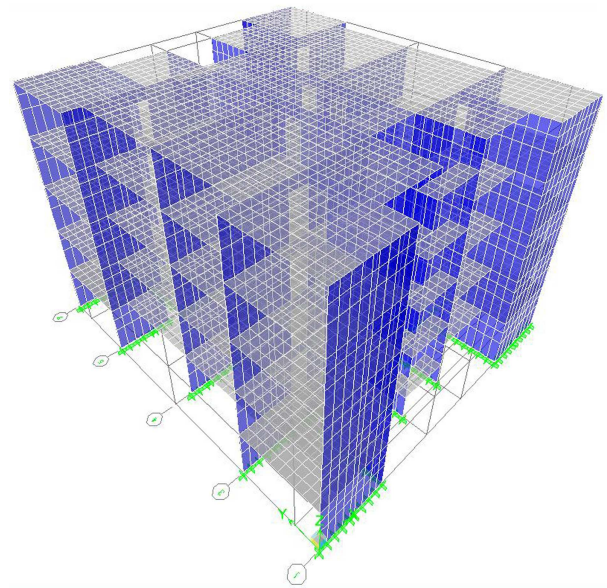
شکل ۵. رفتار خمشی خطی تعریف شده در نرم افزار. [۱۷]

این المان‌ها، منجر به حاکم شدن کمیته ضوابط آیین‌نامه‌ی طراحی برای برش در مقاطع المان‌ها شده است، برش به عنوان پارامتر کنترل‌شونده توسط تغییر شکل در بیشتر دیوارها و تمام تیرهای رابط بین‌شان لحاظ شده است. بدین ترتیب مطابق شکل‌های ۴ و ۵، برای دیوارها (جز تعدادی محدود که به صورت خمشی کنترل در نظر گرفته شده‌اند) و تیرهای رابط، رفتار برشی غیرخطی و رفتار خمشی خطی تعریف شده است. لازم به ذکر است که در پارامترهای نام‌برده، منظور از M_u و V_u به ترتیب لنگر خمشی و نیروی برشی ایجاد شده در دیوارهاست و h_w و l_w نیز معرف ارتفاع و طول المان‌های مذکور هستند. معیارهایی که برای بیان شکل‌پذیری المان‌های ساختمان به کار می‌روند، بسته به رفتار آنها متفاوت هستند. برای دیوارها و تیرهای برش-کنترل که شکل‌پذیری از طریق گسیختگی برشی ایجاد می‌شود، به ترتیب، تغییرمکان جانبی نسبی و چرخش وتری به عنوان معیار انتخاب می‌شود. [۱۵] در مطالعه‌ی حاضر، برای مدل‌سازی رفتار برشی غیرخطی المان‌ها، مطابق توصیه‌های آیین‌نامه‌ی ۴۱-۰۶ ASCE، [۱۶] مقاومت برشی اسمی مقطع المان به عنوان مقاومت نهایی در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که جهت برآورد مقاومت برشی اسمی تیرهای رابط بین دیوارها، از روابط مربوط به تیرهای عمیق استفاده شده است. سایر پارامترهای لازم برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی، از رابطه‌ی کلی بار-تغییر مکان مطابق شکل ۶ و جدول ۲ برداشت شده‌اند.

برای دیوارهای خمش-کنترل به منظور رسیدن به سطح دقیق‌تری از رفتار غیرخطی، که در آن رابطه‌ی تنش-کرنش مصالح مصرفی رفتار غیرخطی را ایجاد می‌کند، از المان‌های رشته‌یی استفاده شده است؛ که در این حالت، مدل‌های پارک^۳ و مندر^۴ به ترتیب جهت معرفی مدل رفتاری رشته‌های فولادی و بتنی محصور نشده مدنظر قرار گرفته‌اند. مدل‌سازی دیوارها و تیرهای رابط بین‌شان در نرم‌افزار، با کمک المان «دیوار برشی» انجام شده است. رفتار برون صفحه‌ی کشسان برای دیوارها، دیافراگم صلب برای سقف‌ها، اتصالات گیردار پای دیوارها، عدم بلندشدگی پی و صرف‌نظر از لغزش میلگردها در بتن از دیگر فرضیات پژوهش حاضر هستند.

جدول ۱. مقادیر بارهای مرده و زنده‌ی در نظر گرفته‌شده برای طراحی اولیه.

واحد بار کیلوگرم بر مترمربع است	طبقات	بام
بار مرده	۶۴۰	۶۴۰
بار زنده	۲۰۰	۱۵۰



شکل ۳. مش بندی المان‌ها در نرم‌افزار (مدل ۵ طبقه).

دیوارها ۲۰ سانتی‌متر لحاظ و جهت تسلیح‌شان، از میلگرد آجدار نمره ۸ به فاصله‌ی هر ۲۰ سانتی‌متر در دو راستای قائم و طولی دیوار به صورت ۲ لایه استفاده شده است (فقط میلگردهای قائم دیوارها در ۴ طبقه‌ی اول از ساختمان بلندتر، نمره‌ی ۱۲ هستند). برای تیرهای رابط بین دیوارها، به منظور تأمین شکل‌پذیری و افزایش مقاومت برشی، آرماتورهای قطری نیز طراحی شده است. [۱۳] ضخامت دال‌ها ۱۵ سانتی‌متر بوده و در طراحی اعضاء سازه‌یی، مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن مصرفی ۲۵ مگاپاسکال و مقاومت تسلیم میلگردهای مصرفی نیز ۴۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. مقادیر بارهای مرده و زنده‌ی اعمال شده بر ساختمان‌ها مطابق جدول ۱ هستند. لازم به ذکر است، از قابلیت نرم‌افزار استفاده شده و با معرفی وزن مخصوص بتن مسلح برابر ۲۵۰۰ کیلوگرم برای هر مترمکعب، وظیفه‌ی محاسبه‌ی وزن دیوارهای سازه‌یی به خود نرم‌افزار محول شده است.

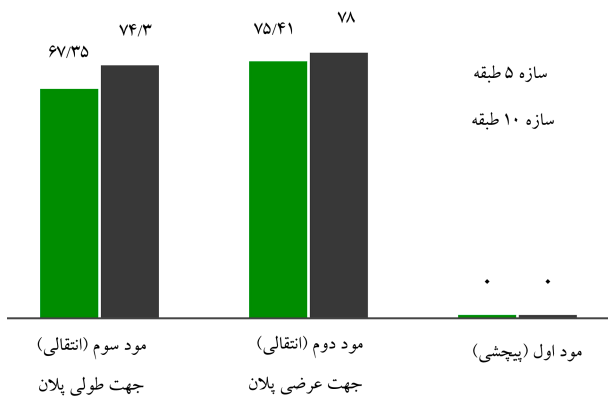
۳. مدل‌سازی رفتار غیرخطی، تعیین پارامترهای

مقاومتی و تغییر شکلی المان‌ها

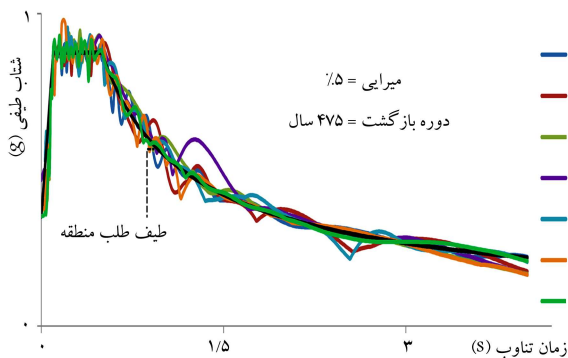
برای مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی سازه‌های مورد مطالعه از نرم‌افزار (version Perform-۳D 5.0.0، استفاده شده است. [۱۳] با توجه به تأثیر پارامترهای $(\beta = M_u / (V_u \cdot l_w))$ و $(\alpha = h_w / l_w)$ و در نوع رفتار دیوارهای برشی (رفتار خمشی و تیرگونه برای $\alpha \geq 3$ یا $\beta \geq 1$ ، رفتار برشی برای $\alpha \leq 3$ و یا $\beta \leq 0.75$) و اینکه بیشتر دیوارهای موجود در پلان ساختمان‌های مورد مطالعه طولی بوده و تلاش برای برآورده کردن کمیته‌ی گزارش‌های ابلاغی مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن در تأمین درصد دیوارها در پلان و به دنبال آن انتخاب ضخامت مناسب برای

جدول ۲. پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش برای روش های غیرخطی - اعضاء کنترل شونده با برش. [۱۵]

معیارهای پذیرش				پارامترهای مدل سازی			شرایط
زاویه ی دوران خمیری (رادیان (%))				نسبت مقاومت	زاویه ی دوران خمیری (رادیان (%))		
سطح عملکرد				باقی مانده			
نوع عضو							
غیراصلی		اصلی		c	e	d	
CP	LS	CP	LS				
الف) دیوارهای برشی یا قطعات دیوار							
۱٫۵	۰٫۷۵	۰٫۷۵	۰٫۶۰	۰٫۴۰	۲٫۰	۰٫۷۵	همه ی دیوارهای برشی یا قطعات دیوار



شکل ۷. ضریب جرم مؤثر انتقالی ۳ مردم اول.

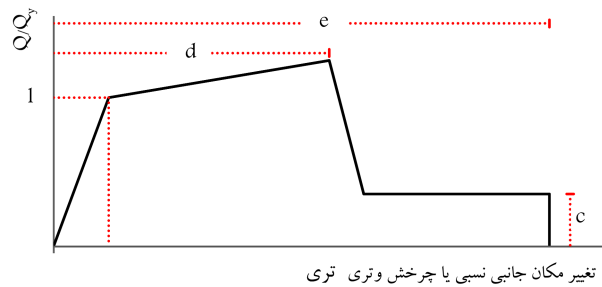


شکل ۸. مقایسه ی طیف شتاب نگاشت های مصنوعی (Ri) با طیف طلب منطقه.

شتاب در نگاشت های مذکور به شتاب زلزله ی طرح (PGA = ۰/۳۵g) نزدیک است.

در تبدیل موجک، با بردن شتاب نگاشت انتخابی به فضای موجک و اصلاح توابع جزئیات آن با نسبت طیف هدف به طیف پاسخ این حرکت و بازگشت مجدد به فضای زمان، می توان حرکتی با طیفی نزدیک تر به طیف هدف به دست آورد و این عملیات تا رسیدن به نتیجه ی مطلوب تکرار می شود. در مطالعه ی حاضر، برای تولید نگاشت های مصنوعی از مؤلفه ی اصلی زلزله های معرفی شده در جدول ۳ استفاده شده است.

سطوح عملکردی تعریف شده در دستورالعمل بهسازی لرزه یی ایران (نشریه ی ۳۶۰)، [۱۵] به عنوان معیار خرابی در المان های ساختمان لحاظ شده و از مقادیر کمی



شکل ۶. رابطه ی کلی بار-تغییر شکل (تعمیم یافته) برای اجزاء و اعضاء بتنی. [۱۵]

۴. تحلیل های غیرخطی

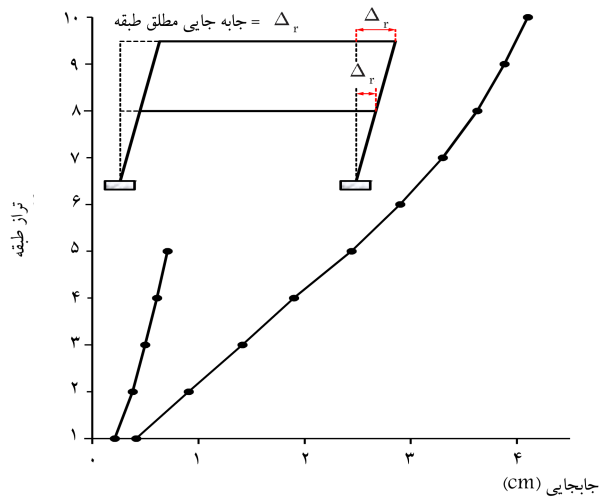
بررسی درصد دیوارها در پلان مشخص می سازد که سختی و سطح مقاومت در جهت طولی پلان (x) بیشتر از جهت عرضی آن (y) است. با توجه به شکل ۷، کنترل ترتیب مودهای انتقالی ساختمان ها نیز بر این مورد صحنه می گذارد. بر این اساس، رفتار ساختمان های مورد مطالعه، فقط در جهت عرضی پلان (y) بررسی شده است. نتایج تحلیل مقادیر ویژه نشان می دهد که افزایش ارتفاع، در ترتیب مودهای نوسانی ساختمان ها تأثیری ندارد و فقط سبب افزایش زمان تناوب در آنها می شود. ضمن اینکه، مردم اول برای هر ۲ ساختمان فاقد انتقال و پیچشی بوده است. مقادیر بارهای مرده و زنده ی اعمال شده و مش بندی المان ها در مدل سازی این مرحله، عیناً همان مقادیر در نظر گرفته شده برای مرحله ی طراحی اولیه ی ساختمان ها بوده و در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی نیز مطابق رابطه ی ۱، حد بالای آثار بار ثقلی لحاظ شده است.

$$Q_G = 1,1 [Q_D + Q_L] \quad (1)$$

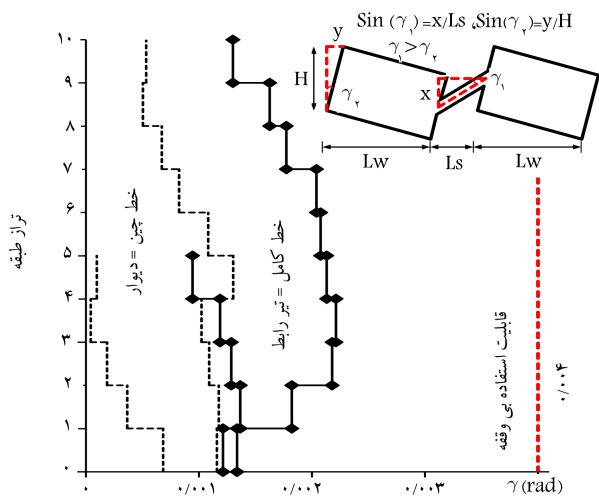
که در رابطه فوق، Q_D بار مرده و Q_L بار زنده ی مؤثر است.

۱.۴. تحلیل تاریخیچه ی زمانی

جهت انطباق هر چه بیشتر زلزله های به کار برده شده با خطر ساخت گاه تصمیم گرفته شده است که از نگاشت های مصنوعی متناظر بر طیف طرح استفاده شود. بدین ترتیب ۷ نگاشت زلزله به صورت مصنوعی و با استفاده از روش اصلاح نگاشت های موجود، براساس تبدیل موجک از روی طیف طلب منطقه که براساس آیین نامه ی زلزله ی ایران، [۸] برای خاک نوع (II) و سطح خطر (I) (دوره ی بازگشت ۴۷۵ سال) تنظیم شده است، استخراج (شکل ۸) و بر ساختمان ها اعمال شده است. پیشینه ی



شکل ۹. میانگین بیشینه‌ی جابه‌جایی مرکز جرم طبقات.



شکل ۱۰. میانگین بیشینه‌ی تغییر مکان نسبی و چرخش وتری ایجاد شده در دیوارها و تیرهای رابط هر طبقه و حالت حدی متناظر با سطح عملکردی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه.

جدول ۵. گریز بام متناظر با تغییر مکان هدف ساختمان‌ها و گریز بام، زمانی که اولین دیوارها و تیرهای رابط به سطوح عملکردی می‌رسند (%).

گریز مرکز جرم بام		سطوح عملکردی
۱۰ طبقه	۵ طبقه	
۰٫۲۵	۰٫۱۴	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه
۰٫۳۴	۰٫۲۰	تیر رابط ایمنی جانی
۰٫۳۹۲	۰٫۲۴	آستانه‌ی فروریزش
۰٫۳۸	۰٫۳۰	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه
۰٫۷۰	۰٫۴	دیوار ایمنی جانی
۰٫۷۳۲	۰٫۴۳۶	آستانه‌ی فروریزش
۰٫۱۳۵	۰٫۰۶	متناظر با تغییر مکان هدف

جدول ۳. زلزله‌های انتخابی جهت تولید نگاشت‌های مصنوعی.

نام	بزرگا (Ms)	بیشینه‌ی شتاب (g)	تاریخ وقوع	مولفه
Cape Mendocino	۷٫۱	۰٫۱۷۸۲	۱۹۹۲٫۰۴٫۲۵	۹۰
Northridge	۶٫۷	۰٫۲۴۵۵	۱۹۹۴٫۰۱٫۱۷	۱۸۰
Northridge	۶٫۷	۰٫۰۶۲۹	۱۹۹۴٫۰۱٫۱۷	۹۰
Cape Mendocino	۷٫۱	۰٫۱۱۶۱	۱۹۹۲٫۰۴٫۲۵	۰
Northridge	۶٫۷	۰٫۲۴۵۱	۱۹۹۴٫۰۱٫۱۷	۳۵۲
Landers	۷٫۴	۰٫۱۳۵۲	۱۹۹۲٫۰۶٫۲۸	۹۰
San Fernando	۶٫۶	۰٫۱۱۰۳	۱۹۷۱٫۰۲٫۰۹	۹۰

جدول ۴. ضریب جرم مؤثر انتقالی (جهت x-پلان) و زمان تناوب مودهای ترکیب شده در تحلیل بارافزون.

زمان تناوب (ثانیه)	مود دوم	مود چهارم - مود پنجم (*)	
ضریب جرم مؤثر (%)	۵ طبقه	۱۰ طبقه	۵ طبقه
زمان تناوب	۰٫۱۳۹۷	۰٫۴۴۵۳	۰٫۴۱۴
ضریب جرم مؤثر	۷۹٫۶	۷۵٫۴۱	۱۴٫۱۸

متناظر با این حالات حدی (جدول ۲)، جهت بررسی سطح عملکردی استفاده شده است. در ادامه، پاسخ‌های بیشینه‌ی جابه‌جایی مرکز جرم و تغییر مکان جانبی نسبی و چرخش وتری ایجاد شده در دیوارها و تیرهای رابط واقع در طبقات برداشت شده‌اند. بررسی پاسخ بیشینه‌ی جابه‌جایی مرکز جرم طبقات تحت هر نگاشت در شکل ۹ نشان می‌دهد که در زلزله‌ی طرح (دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال)، تغییر شکل ساختمان‌ها به حالت خطی نزدیک است. این مورد به خصوص برای ساختمان کوتاه‌تر به لحاظ سختی بیشتر بارزتر است. مطابق شکل ۱۰، تمامی المان‌های ساختمان‌های مورد مطالعه تحت نگاشت‌های مذکور در سطح عملکردی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه قرار گرفته‌اند.

۲.۴. تحلیل بارافزون

در مطالعه‌ی حاضر، تغییر مکان هدف ساختمان با استفاده از تحلیل تاریخی زمانی و از میانگین‌گیری بیشترین تغییر مکان مرکز جرم بام ساختمان، تحت ۷ نگاشت مصنوعی در مرحله‌ی قبل به دست آمده است. الگوی توزیع بار جانبی در تحلیل سازه، توزیع مودال در نظر گرفته شده است که متناسب با مودهای مؤثر در جهت مورد نظر بوده و تعداد مودهای ارتعاشی چنان انتخاب شده است که دستکم ۹۰٪ جرم ساختمان در تحلیل مشارکت کند (جدول ۴). در ادامه، به مشاهده‌ی خرابی ساختمان‌های مورد مطالعه تحت تحلیل بارافزون پرداخته و گریز بام ساختمان‌ها، درست زمانی که اولین دیوارها و تیرهای رابط بین‌شان به سطوح عملکردی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS)، و آستانه‌ی فروریزش (CP) رسیده‌اند، تعیین شده است (جدول ۵).

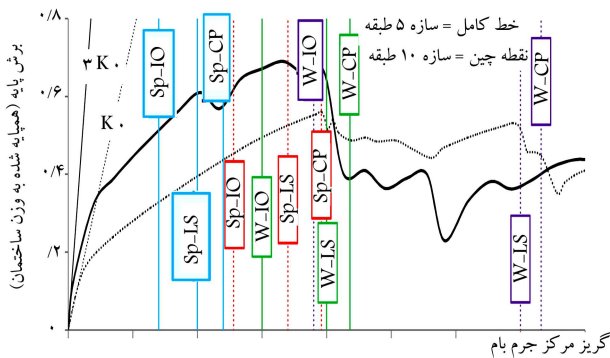
در شکل‌های ۱۱ و ۱۲، مقادیر گریزهای ذکر شده به همراه گریز متناظر با تغییر مکان هدف ساختمان، روی منحنی ظرفیت حاصل از تحلیل بارافزون نمایش داده شده است، که در آنها منظور از SP، W و Target Drift به ترتیب دیوار، تیر رابط و گریز بام متناظر با تغییر مکان هدف ساختمان است. به منظور بررسی تأثیر

منحنی ظرفیت ساختمان‌های مورد مطالعه در شکل ۱۳ مشخص می‌شود که سختی جانبی ارتجاعی در ساختمان کوتاه‌تر بیشتر است و در مقابل، گریز بام متناظر به یک سطح عملکردی ثابت در ساختمان بلندتر به مراتب بیشتر است. این امر را می‌توان به رفتار برشی ساختمان کوتاه‌تر و رفتار غشایی و خمشی ساختمان بلندتر نسبت داد.

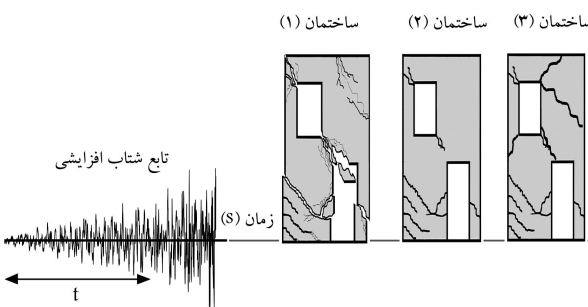
۳.۴. تحلیل زمان دوام

روش زمان دوام، یک روش نوین تحلیل لرزه‌یابی است که در آن سازه تحت یک تحریک دینامیکی که شدت آن به تدریج در طول زمان افزایش پیدا می‌کند، قرار داده می‌شود. پاسخ سازه در طول زمان بررسی و با توجه به پاسخ متناظر با سطوح مختلف شدت تحریک، نقاط ضعف، قوت و عملکرد سازه مشخص می‌شود. روش تحلیل زمان دوام، نخستین بار در سال ۲۰۰۴ در دانشگاه شریف، ارائه شده است. [۱۸] مفهوم زمان دوام را می‌توان با استفاده از یک آزمایش فرضی توضیح داد. مطابق شکل ۱۴ فرض می‌شود که ۳ ساختمان مختلف با خصوصیات نامشخص، روی میز لرزان واقع شده و تحت ارتعاش اتفاقی که شدت آن به تدریج افزایش می‌یابد، قرار گرفته‌اند. با افزایش تدریجی شدت تهییج، بر دامنه‌ی نوسان ساختمان‌ها نیز افزوده می‌شود و میزان خرابی در آنها، با گذشت زمان افزایش می‌یابد، تا جایی که در نهایت به ناپایداری کلی دینامیکی خواهند رسید. [۱۹، ۲۰] مطابق شکل مذکور، در ثانیه‌ی ۴م بعد از شروع آزمایش، اجزاء ساختمان شماره‌ی ۱ دچار شکست شده و معیار خدمت‌پذیری در آن از حد مجاز فراتر رفته است.

این در حالی است که در ساختمان‌های دیگر، این معیار زیر حد مجاز قرار دارد. از این آزمایش می‌توان انتظار داشت که ساختمان شماره‌ی ۲، در برابر زلزله مقاومت



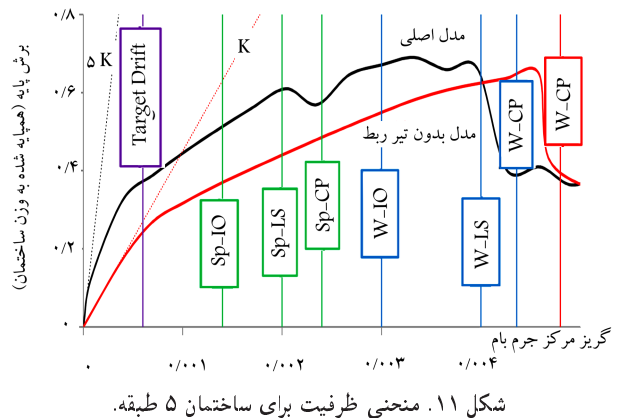
شکل ۱۳. مقایسه‌ی منحنی ظرفیت ساختمان‌های مورد مطالعه.



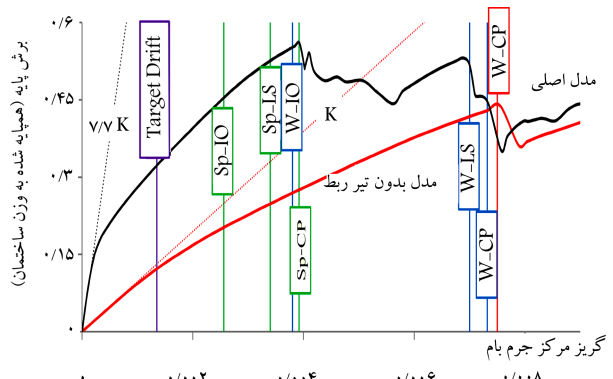
شکل ۱۴. نمایش شمانیک تحلیل زمان دوام روی سازه‌های فرضی.

تیرهای رابط در سختی و مقاومت جانبی ساختمان‌ها، تحلیل بارافزون در حالی که تیرها از مدل حذف شده‌اند نیز انجام و منحنی ظرفیت حاصل استخراج شده است. ضمن تحلیل بارافزون معلوم شده است که در ساختمان‌های مورد مطالعه، خرابی المان‌های واقع در محورهای ۲ و ۳ پلان (شکل ۲)، زودتر از سایر المان‌ها آغاز شده است. ابعاد کوچک‌تر و درصد آرماتورهای برشی کمتر تیرهای رابط نسبت به دیوارهای برشی، منجر به مقاومت برشی کمتر المان‌های مذکور نسبت به دیوارها شده و لذا آنها اولین قسمت‌های آسیب‌پذیر ساختمان بوده‌اند. مقایسه‌ی منحنی ظرفیت ساختمان‌ها در دو حالت حضور تیرهای رابط (مدل اصلی) و حذف آنها، نشان‌دهنده‌ی تأثیر قابل ملاحظه‌ی المان‌های مذکور در سختی و مقاومت جانبی ساختمان است علت آن را که به خصوص در ساختمان بلندتر نسبت به ساختمان کوتاه‌تر مشهودتر است، می‌توان به کویل شدن دیوارها توسط تیرهای رابط نسبت داد. از طرفی در سطح خطر طراحی، کلیه‌ی دیوارها و تیرهای رابط در مدل‌های مورد مطالعه به سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (IO) جواب می‌دهند، چرا که گریز بام ساختمان‌ها در سطح خطر مذکور، به مراتب کمتر از گریز لازم برای رسیدن المان‌ها به سطح عملکردی نامبرده است (جدول ۵).

شکل‌های ۱۱ و ۱۲، به خوبی نشان‌دهنده‌ی نزدیکی منحنی‌های ظرفیت ساختمان، در دو حالت بدون تیرهای رابط و با حضور آنها بعد از رسیدن تعداد بسیاری از تیرهای رابط بین دیوارها به سطح عملکردی آستانه‌ی خرابی براساس معیار خرابی تیر رابط هستند. همچنین دو منحنی در سطح عملکردی آستانه‌ی خرابی بر حسب معیار خرابی دیوار برشی، یک سطح از مقاومت را نشان می‌دهند؛ که دو مشاهده‌ی مذکور، دلیل مناسبی از صحت مدل‌سازی هستند. با مقایسه‌ی



شکل ۱۱. منحنی ظرفیت برای ساختمان ۵ طبقه.



شکل ۱۲. منحنی ظرفیت برای ساختمان ۱۰ طبقه.

تحلیل‌های زمان‌دوام و تاریخچه‌ی زمانی، نشان از صحت نتایج زمان‌دوام داشته و برای طراحی بهینه‌ی سازه‌ها براساس عملکرد، که نیاز به تحلیل‌های مکرر دینامیکی دارد، روش زمان‌دوام به‌منزله‌ی گزینه‌ی مناسبی برای کاهش زمان و تعداد تحلیل‌ها معرفی شده است.^[۲۷]

ضمن مطالعه‌ی دیگری (۲۰۱۱)، کارایی روش زمان‌دوام در مقایسه با روش‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی افزایشی در تحلیل لرزه‌ی ساختمان‌های فولادی نامنظم در پلان، ارزیابی و مشخص شده است که روش زمان‌دوام در تحلیل سازه‌های نامنظم فولادی، کارایی خوبی داشته و هماهنگی مناسبی نیز با روش‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی فراینده دارد.^[۲۸]

ساختمان‌های بتنی نامنظم در ارتفاع، با اختلاف تراز طبقات در هر ساختمان نیز به روش زمان‌دوام مطالعه و بررسی شده و نتایج به‌دست آمده، نشان‌دهنده‌ی قابلیت مناسب روش مذکور در پیش‌بینی نتایج بوده است.^[۲۹] طی مطالعه‌ی، کاربرد روش زمان‌دوام در تحلیل رفتار لرزه‌ی خطی پایه‌ی پل‌ها بررسی شده و مقایسه‌ی نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی معادل، طیفی، تاریخچه‌ی زمانی و زمان‌دوام نشان داده است که پاسخ روش زمان‌دوام، تطابق مناسبی با پاسخ تاریخچه‌ی زمانی دارد و در عین حال از روش‌های استاتیکی معادل و طیفی دقیق‌تر است مزیت روش زمان‌دوام نسبت به تاریخچه‌ی زمانی، تحلیل در زمان کمتر گزارش شده است.^[۳۰]

در سال ۲۰۱۲، رفتار لرزه‌ی ۳ سکوی دریایی پایه ثابت با استفاده از تحلیل طیفی آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ و توابع شتاب زمان‌دوام بررسی شده و در یک مقایسه، میزان اختلاف در دو روش تحلیل کم بوده و تطابق مناسبی نیز بین نتایج وجود داشته است.^[۳۱] ضمن مطالعه‌ی برگرفته از رویکرد تحلیل زمان‌دوام، روشی نوین با عنوان تحلیل موج‌دوام معرفی شده و در ادامه، کاربرد آن در تحلیل، طراحی و ارزیابی سازه‌های دریایی - اعم از ساحلی یا فراساحلی - در برابر نیروی امواج تصادفی دریا تشریح شده است.^[۳۲]

در مطالعه‌ی دیگری در سال ۲۰۱۴ به منظور بررسی تأثیر سیستم میراثی اصطکاکی دورانی در عملکرد قاب‌های فولادی، از روش زمان‌دوام استفاده شده و نتایج نشان داده است که نصب میراگر در قاب‌ها، سبب کاهش پراکندگی در نتایج حاصل از شتاب‌های فراینده می‌شود. ضمن اینکه، با استفاده از روش تحلیلی نام‌برده نیز می‌توان نشان داد که افزودن میراگر اصطکاکی دورانی به قاب‌ها، موجب اتلاف بخش عمده‌ی انرژی ورودی می‌شود.^[۳۳]

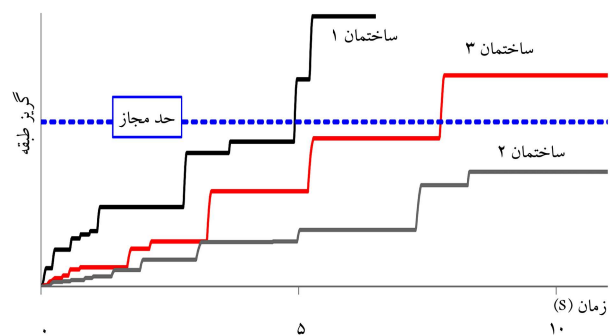
برای مطالعه‌ی حاضر، از توابع شتاب زمان‌دوام سری inx با نام (۰.۱-۰.۳) نوع $ETA\ 20\ inx$ ،^[۳۴] که براساس طیف طرح آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران برای خاک نوع ۲ کالیبره شده‌اند، استفاده شده است. مطابق شکل ۱۶، دامنه‌ی شتاب نگاشت‌های مذکور با زمان به‌صورت خطی افزایش پیدا می‌کند. در روش زمان‌دوام، جهت استخراج زمان مبنای یک سطح خطر مشخص از روش مقیاس‌سازی نگاشت‌ها براساس آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران استفاده می‌شود. بدین صورت که ابتدا طیف پاسخ هر یک از نگاشت‌های مقیاس‌شده به بیشینه‌ی مقدار خودش با اعمال نسبت میرایی ۵٪ استخراج می‌شود و در گامی دیگر، میانگین طیف‌های مذکور در محدوده‌ی ۰.۲-۱.۵ برابر زمان تناوب اصلی سازه‌ها با طیف طرح استاندارد معادل با سطح خطر موردنظر مقایسه می‌شود. در ادامه، ضریب مقیاس چنان تعیین می‌شود که در محدوده‌ی ذکرشده، مقادیر طیف میانگین حاصل دست‌کم نظیر طیف طراحی برای سطح خطر موردنظر باشد. حاصل ضرب ضریب مقیاس به‌دست‌آمده در کل زمان نگاشت، زمان مبنای خطر نام‌برده خواهد بود. برای ساختمان‌های مورد مطالعه، زمان مبنای زلزله‌ها با دوره‌های بازگشت ۴۷۵ و ۲۴۷۵ سال، به روش فوق محاسبه و در جدول ۶ ارائه شده است.

بیشتری از خود نشان دهد و در مقابل، ساختمان شماره‌ی ۱ از بقیه ضعیف‌تر به نظر می‌رسد. در آزمایش مذکور، معیار مقاومت، مدت زمانی است که ساختمان در مقابل ارتفاعات پایدار باقی می‌ماند و سایر مشخصات از جمله سختی و یا مشخصات دینامیکی مستقیماً در نظر گرفته نمی‌شوند. بنابراین زمان‌دوام به مدت زمانی اطلاق می‌شود که سازه در برابر شتاب یا نیروهای فراینده پایدار است و میزان خرابی آن براساس شاخص خرابی موردنظر، کمتر از حد مجاز است. پس از تحلیل، مقادیر پاسخ سازه در طول زمان استخراج می‌شود و در هر زمان، بیشینه‌ی قدرمطلق پاسخ تا آن زمان برآورد و رسم می‌شود و مقدار پاسخ یا شاخص خرابی در هر زمان در نمودار مذکور، بیان‌گر تقاضای زلزله با دوره‌ی بازگشت معادل هر زمان‌دوام از سازه است. برای آزمایش ذکرشده، هرگاه بیشینه‌ی تغییر مکان نسبی طبقات به‌عنوان پاسخ فرض شود، نمودارهای حاصل مطابق شکل ۱۵ قابل رسم است که مطابق آن‌ها، دامنه‌ی شاخص‌های خرابی در ساختمان ۲ کمتر است. در نتیجه می‌توان گفت که عملکرد ساختمان ۲ در شدت‌های مختلف مطلوب‌تر خواهد بود. نتایج مطالعات صورت‌گرفته در زمینه‌ی این تحلیل، نشان‌دهنده‌ی پتانسیل عملی مناسب روش زمان‌دوام،^[۳۱] و انطباق قابل قبول نتایج آن با نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی و طیفی بوده است.^[۲۳،۲۲]

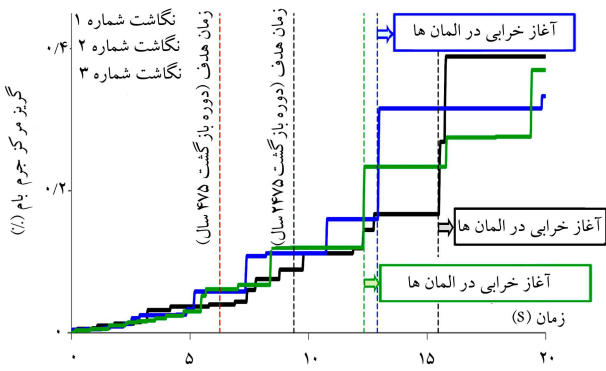
طی مطالعه‌ی، ضمن توضیح و تشریح روش زمان‌دوام، کارایی روش مذکور در تحلیل مجموعه‌ی قاب‌های منظم و نامنظم ارزیابی شده است. نتایج حاکی از سازگاری تحلیل زمان‌دوام با روش‌های استاندارد استاتیکی و طیفی در محدوده‌ی رفتار خطی بوده است.^[۲۳،۲۴] طی مطالعات دیگری نیز، به منظور ارزیابی رفتار لرزه‌ی ساختمان‌های نامنظم از روش زمان‌دوام استفاده شده و سازه‌ی قاب خمشی فولادی سه‌بعدی نامنظم در پلان، تحت تحلیل دوجهته‌ی زمان‌دوام قرار گرفته است. نتایج به‌دست آمده، نشان‌دهنده‌ی کارایی روش مذکور و دقت نتایج آن در مقایسه با نتایج تحلیل تاریخچه‌ی زمانی بوده است.^[۲۵]

نتایج مطالعات در خصوص کاربرد روش زمان‌دوام در طراحی براساس عملکرد، که روی قابی با مهاربندی کمانش‌تاب صورت گرفته است،^[۲۶] حکایت از دقت بالای روش زمان‌دوام دارد. به‌علاوه در پژوهش مذکور، مزیت‌های ذاتی روش زمان‌دوام در طراحی سازه‌ی براساس عملکرد در طراحی اعضاء کنترل‌شونده توسط نیرو و اعطاف‌پذیری روش زمان‌دوام در ایجاد تغییرات سختی در سازه، در مقایسه با مشکلات موجود هنگام استفاده از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی نشان داده شده است.

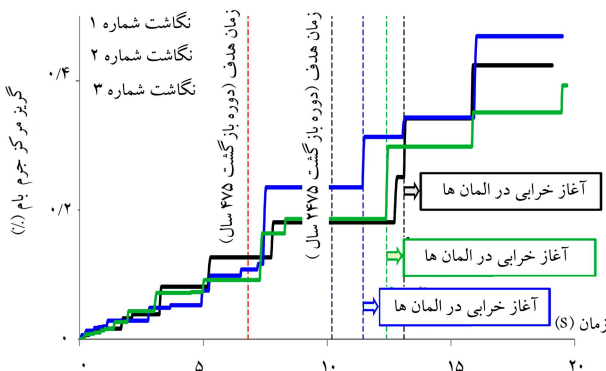
از روش زمان‌دوام به منظور تخمین پاسخ سازه و تعیین سطح عملکرد آن و تعیین چیش بهینه‌ی میراگرهای ویسکوز در ارتفاع قاب‌های فولادی ضعیف با هدف رسیدن به عملکرد مطلوب نیز استفاده شده است. مقایسه‌ی نتایج حاصل از



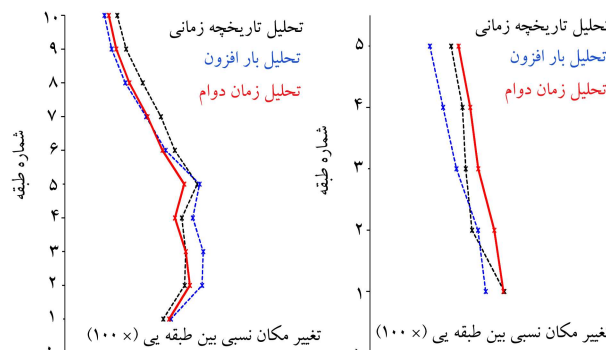
شکل ۱۵. تغییرات شاخص خرابی برای سازه‌های فرضی تحت تحلیل زمان‌دوام.



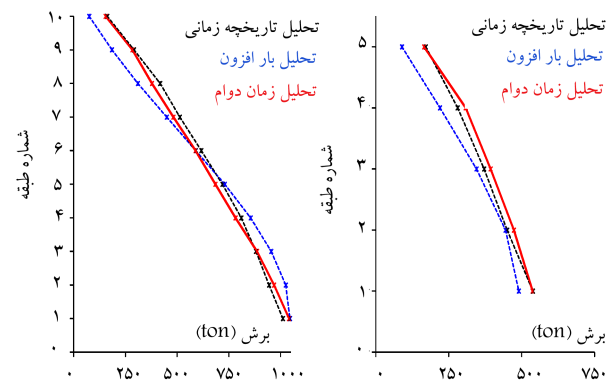
شکل ۱۷. تغییرات مرکز جرم بام برای ساختمان ۵ طبقه تحت تحلیل زمان دوام.



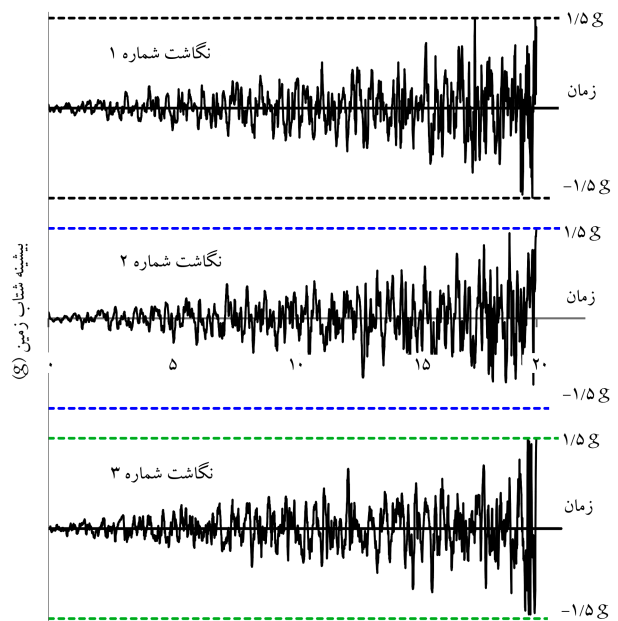
شکل ۱۸. تغییرات مرکز جرم بام برای ساختمان ۱۰ طبقه تحت تحلیل زمان دوام.



شکل ۱۹. مقایسه‌ی تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در زلزله‌ی طرح.



شکل ۲۰. مقایسه‌ی برش طبقات در زلزله‌ی طرح.



شکل ۱۶. توابع شتاب استفاده شده برای تحلیل.

جدول ۶. زمان معادل توابع شتاب فزاینده در شدت‌های مختلف.

دوره‌ی بازگشت زلزله		زمان (ثانیه)
سال ۲۴۷۵	سال ۴۷۵	
۹٫۳۹	۶٫۲۶	سازه‌ی ۵ طبقه
۱۰٫۱۹	۶٫۸	سازه‌ی ۱۰ طبقه

نگاشت‌های افزایشی معرفی شده در بخش حاضر، بر ساختمان‌ها با فرض رفتار غیرخطی اعمال و گریز مرکز جرم بام آن‌ها به‌عنوان پاسخ در طول زمان برداشت شده است. در ادامه، به مشاهده‌ی خرابی ساختمان‌ها در طول زمان پرداخته و زمان شروع خرابی در المان‌ها (رسیدن تیرهای رابط به سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه) برداشت شده است. نمودارهای حاصل به همراه زمان‌های مبنای نام‌برده در جدول ۶، در شکل‌های ۱۷ و ۱۸ ارائه شده است که مطابق آن‌ها، ساختمان‌های قالب تونلی مورد مطالعه، تحت شتاب‌های فزاینده تا زمان‌هایی به مراتب بیشتر از زمان هدف برای سطح خطر طراحی آیین‌نامه‌ی ایران دوام می‌آورند و پایدار می‌مانند. در واقع المان‌ها در ساختمان‌های مورد مطالعه، تحت شدت‌هایی به مراتب بالاتر از پیشینه‌ی سطح شدت زلزله‌ی طراحی آیین‌نامه‌ی ایران به سطوح عملکردی مختلف می‌رسند.

در ادامه، به منظور درک بهتر از نقاط ضعف و قوت تحلیل زمان دوام، مقایسه‌ی بین پاسخ‌های گریز و برش حاصل از این روش با روش‌های بارافزون و دینامیکی تاریخیچه زمانی انجام شده است. لازم به ذکر است که در تحلیل بارافزون، پاسخ‌ها در تغییر مکان هدف ساختمان برداشت شده است. در تحلیل زمان دوام نیز پاسخ‌ها تحت هر یک از نگاشت‌های فزاینده، در زمان مبنای سطح خطر طراحی آیین‌نامه برداشت و میانگین مقادیر محاسبه شده است.

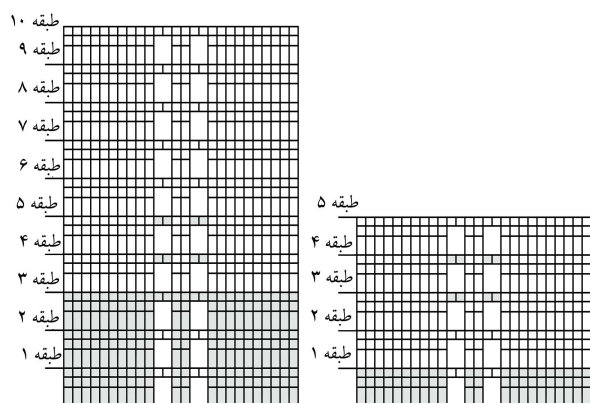
برای تحلیل تاریخیچه زمانی، میانگین پیشینه‌ی پاسخ ناشی از اعمال نگاشت‌های متناظر بر طیف منطقه، مدنظر قرار گرفته است. پاسخ‌های برداشت شده از تحلیل‌ها مطابق شکل‌های ۱۹ و ۲۰ و درصد اختلاف آن‌ها در جدول‌های ۷ و ۸ مقایسه شده‌اند. در برآورد جابه‌جایی نسبی طبقات، در ساختمان بلندتر بیشترین اختلاف

جدول ۷. درصد اختلاف جابه‌جایی نسبی طبقات نسبت به تحلیل تاریخچه‌ی زمانی

شماره‌ی طبقه	بارافزون	زمان دوام
۱	۱۳,۸۱	۰,۶۶
۲	۶,۰۸	۲۱,۴۷
۳	۹,۲۵	۱۲,۹۶
۴	۲۰,۱۹	۸,۶۵
۵	۲۶,۷۷	۹,۱۸
۱	۷,۷۷	۶,۰۸
۲	۱۴,۶	۴,۳۴
۳	۱۴,۳۶	۰,۰۸
۴	۹,۴۲	۵,۸۱
۵	۱,۷۲	۹,۸۹
۶	۸,۵۲	۱۱,۲۶
۷	۱۵,۴۲	۱۳,۹۹
۸	۲۲,۵۳	۱۷,۱۸
۹	۲۳,۷۱	۱۵,۹۶
۱۰	۲۴,۰۳	۱۵,۴۷

جدول ۸. درصد اختلاف برش طبقات نسبت به تحلیل تاریخچه‌ی زمانی

شماره‌ی طبقه	بارافزون	زمان دوام
۱	۹,۰۳	۰,۲۳
۲	۱,۱۱	۵,۲۴
۳	۷,۱	۵,۸۹
۴	۲۱,۶۵	۹,۷۲
۵	۴۷,۴۷	۳,۳۴
۱	۳,۳۴	۲,۹۴
۲	۸,۵۵	۲,۶
۳	۸,۳۷	۰,۵۶
۴	۵,۵۴	۳,۴۷
۵	۱,۵	۴,۷۶
۶	۴,۳۳	۴,۴۸
۷	۱۲,۳۳	۶,۱۴
۸	۲۵,۸۱	۹,۴۱
۹	۳۶,۴۸	۲,۵۲
۱۰	۵۳,۷۶	۵,۰۵



شکل ۲۱. موقعیت اولین خرابی در المان‌ها، ضمن تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی، بارافزون و زمان دوام (محورهای ۲ و ۳ از پلان).

بین نتایج حاصل از تحلیل‌های بارافزون و زمان دوام با نتایج حاصل از تحلیل دقیق تاریخچه‌ی زمانی به ترتیب ۲۴,۰۳ و ۱۷,۱۸ درصد و برای ساختمان کوتاه‌تر، این مقادیر به ترتیب ۲۶,۷۷ و ۲۱,۷۴ درصد بوده است.

در برآورد برش طبقات، در ساختمان بلندتر بیشترین اختلاف بین نتایج حاصل از تحلیل‌های بارافزون و زمان دوام با نتایج حاصل از تحلیل دقیق تاریخچه‌ی زمانی به ترتیب ۵۳,۷۶ و ۹,۴۱ درصد و برای ساختمان کوتاه‌تر، این مقادیر به ترتیب ۴۷,۴۷ و ۹,۷۲ درصد بوده است. بررسی نتایج و نمودارها، نشان‌دهنده‌ی صحت و دقت تخمین روش زمان دوام از سطح عملکرد و مقادیر پاسخ ساختمان‌های مورد مطالعه در سطح خطر طراحی آیین‌نامه است. شکل کلی منحنی‌ها، روند تغییرات آنها و مطابق شکل ۲۱، موقعیت المان‌هایی از ساختمان که سطح بیشتری از خرابی را تجربه کرده‌اند (المان‌های خاکستری رنگ)، در تحلیل‌ها مشابه است. با صرف نظر از اختلافات جزئی در مقادیر پاسخ‌ها واضح است که با استفاده از تحلیل زمان دوام نیز می‌توان به نتایج دیگر تحلیل‌ها رسید. نزدیک‌تر بودن نتایج تحلیل زمان دوام به نتایج تحلیل تاریخچه‌ی زمانی در مقایسه با تحلیل بارافزون، حکایت از دقت بالا و برآورد متناسب‌تر روش زمان دوام نسبت به تحلیل بارافزون دارد. بدین ترتیب، جهت بررسی رفتار و عملکرد لرزه‌ی ساختمان‌های بتنی قالب تونلی، روش تحلیل زمان دوام می‌تواند جایگزین بسیار مناسبی برای سایر تحلیل‌ها به‌خصوص تحلیل دقیق، اما وقت‌گیر تاریخچه‌ی زمانی باشد.

۵. نتایج

نتایج حاصل از مطالعه‌ی حاضر محدود به ساختمان‌ها و پلان معرفی شده بوده و بدین شرح است:

- علی‌رغم منظم بودن ساختمان‌ها در پلان و ارتفاع و نیز تقارن کامل در چیدمان المان‌ها و بارگذاری، مود اول برای آنها پیچشی است. نتایج تحلیل مقادیر ویژه روی مدل‌ها نشان داده است که ترتیب مودها متأثر از ارتفاع کلی ساختمان نیست.
- سیستم سازه‌ی مورد مطالعه، سختی و مقاومت بالا و عملکرد لرزه‌ی قابل قبولی دارد، به گونه‌ی که ساختمان‌های طراحی شده براساس کمیته‌ی ملزومات آیین‌نامه‌ی با سیستم مذکور تحت زلزله‌ی طرح آیین‌نامه، به سطح عملکردی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه پاسخ می‌دهند.
- ابعاد کوچک‌تر و درصد آرماتورهای برشی کمتر تیرهای رابط نسبت به دیوارهای

- زمان لازم جهت تحلیل زمان دوام به صورت تقریبی به ترتیب فقط ۲۰ و ۲۵ درصد زمان لازم برای انجام تحلیل های بارافزون و تاریخچه‌ی زمانی برآورد شده است.
- در تخمین سطح عملکردی، روش زمان دوام با سایر روش های مرسوم استاتیکی و دینامیکی غیرخطی نتایج مشابهی داشته است.
- کاهش قابل توجه زمان و بالتبع هزینه محاسبات نسبت به تحلیل های تاریخچه‌ی زمانی و بارافزون از مزایای تحلیل زمان دوام است. با توجه به دقت مناسب روش تحلیل زمان دوام با سایر روش های نامبرده در برآورد سطح عملکرد، موقعیت شروع خرابی ها و تخمین پاسخ ساختمان، جهت بررسی رفتار و عملکرد لرزه‌ی ساختمان های بتنی با شیوه‌ی اجرایی قالب تونلی، روش تحلیل زمان دوام می‌تواند جایگزینی مناسب برای سایر تحلیل ها باشد.
- برشی، منجر به مقاومت برشی کمتر المان های ذکر شده نسبت به دیوارها می‌شود، لذا آنها اولین قسمت های آسیب پذیر ساختمان هستند.
- با افزایش ارتفاع ساختمان، رفتار از حالت برشی دور و به حالت غشایی و خمشی نزدیک می‌شود.
- کنترل نرخ تغییرات کرنش در ابراز سنجش در نظر گرفته شده روی دیوارها و تیرهای رابط طبقات نشان می‌دهد که موقعیت شروع خرابی در المان ها، در هر ۳ روش تحلیل تاریخچه‌ی زمانی، بارافزون، و زمان دوام ثابت است.
- در تخمین مقادیر پاسخ ساختمان های مورد مطالعه، تحلیل زمان دوام هماهنگی مناسبی با دیگر روش ها داشته است.
- تحلیل زمان دوام نسبت به تحلیل بارافزون، دقت بالاتری دارد.

پانویس ها

1. Kocaeli
2. Duzce
3. Park
4. Mander

منابع (References)

1. Balkaya, C. and Kalkan, E. "Seismic vulnerability, behavior and design of tunnel form building structures", *Engineering Structures*, **26**(14), pp. 2081-2099 (2004).
2. Balkaya, C. and Kalkan, E. "Seismic design parameters for shear-wall dominant building structures", *The 14th National Congress on Earthquake Engineering*, Mexico (2003).
3. Yuksel, S.B. and Kalkan, E. "Behavior of tunnel form buildings under quasi-static cyclic lateral loading", *Structural Engineering and Mechanics*, **27**(1), pp. 99-115 (2007).
4. Kalkan, E. and Yuksel, S.B. "Pros and cons of multistory RC tunnel-form (box-type) buildings", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **17**(3), pp. 601-617 (2007).
5. Eshghi, S. and Tavafoghi, A. "Experimental study of tunnel form buildings", *Amir Kabir Journal of Science and Technology*, **44**(1), pp. 31-42 (2013).
6. Tavafoghi, A. and Eshghi, S. "Evaluation of behavior factor of tunnel-form concrete building structures using Applied Technology Council 63", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **22**(8), pp. 615-634 (2011).
7. Mirghaderi, R., Moghadam, A.S., Yousef pour, H. and Pahlavan, H. "Assessment of nonlinear seismic behavior of tunnel form concrete buildings", *1st International Conference on Concrete Technology*, Tabriz, Iran (6-7 November 2009).
8. Permanent Committee for Revising the Standard 2800, "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings", Building and Housing Research Center, Tehran, Iran (2005).
9. Mohsenian, V. "R-Factor determination for tunnel-form buildings", *M.S. Thesis (in Persian) University of Science and Culture*, Iran, Tehran (2013).
10. ACI Committee 318., *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary*, American Concrete Institute (2007).
11. Computers and Structures Inc. (CSI), *Structural and Earthquake Engineering Software, ETABS, Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems Non-linear Version 9.5.0*, Berkeley, CA, USA (2008).
12. Approved technologies in direction of sub-note 2-6, paragraph "D", Note 6., *A Step in Direction of Building Industrialization*, First Edition, Building and Housing Research Center Press, pp. 21-22 (In Persian)(2007).
13. Paulay, T. and Binney, J.R. "Diagonally reinforced coupling beams of shear walls", *ACI Special Publications*, **42**, pp. 579-598 (1974).
14. Computers and Structures Inc. (CSI), *Structural and Earthquake Engineering Software, PERFORM-3D Non-linear Analysis and Performance Assessment for 3-D Structures Version 4.0.3*, Berkeley, CA, USA (2007).
15. Technical Criteria Codification & Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau. "Instruction for seismic rehabilitation of existing buildings, No. 360", Management and Planning Organization, Iran (2007).
16. ASCE., *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, ASCE/SEI41-06, American Society of Civil Engineers (2007).
17. Computers and Structures Inc.(CSI), *PERFORM-3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3-D Structures*, User Guide, Version 4, Berkeley, CA, USA (August 2006).

18. 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).
19. Valamanesh, V., Estekanchi, H. 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. 47-66 (In Persian) (2006)
20. Vafai, A. and Estekanchi, H., *Application of Endurance Time Method Compliant with Standard 2800 for Linear Seismic Analysis and Design of Midrise Buildings*, Building and Housing Research Center, Research Report, Publication No. R-530 (2012).
21. 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).
22. Estekanchi, H., Kianfar, E. and Vafai, A. "Application of damage indexes in nonlinear analysis of steel frames by endurance time method(in Farsi)", *Sharif Journal of Science and Technology*, . (2006) **22**(33), pp. 13-21 (In Persian)
23. Riahi, H.T. and Estekanchi, H.E. "Application of endurance time method for estimating maximum deformation demands of structures", *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, p. 872 (2006).
24. Estekanchi, H., Vafai, A. and Valamanesh, V. "Proposed guidelines for the development of endurance time method compatible with 2800 standards in the analysis and seismic design of structures", *Engineering Building and Science Housing*, **7**(15), pp. 1-12 (2009).
25. Estekanchi, H. and Bazmooneh, A.A. "Bidirectional nonlinear seismic analysis using endurance time method", *Journal of Civil Engineering IAU*, **3**(2), pp. 33-42 (2010).
26. Bazmooneh, A.A. and Estekanchi, H. "Application of endurance time method in performance based design: Buckling restrained braced frames", *Journal of Civil Engineering IAU*, **2**(1), pp. 10-25 (2009).
27. Basim, M.C. and Estekanchi, H. "Application of endurance time method in optimum design viscous dampers based on seismic performance of steel frames", *5th National Congress on Civil Engineering, Mashhad Ferdowsi University*, Mashhad, Iran (2010).
28. Fiouz, A.R. and Ekhlesi, B. "Comparison of endurance time method, nonlinear static and incremental dynamic analysis, in seismic analysis of plan irregular steel structures", *6th National Congress on Civil Engineering*, Semnan University, Semnan, Iran (2011).
29. Fiouz, A.R. and Abbasi, B. "Evaluation of endurance time method for estimating seismic behavior of RC with irregular story level and comparison with nonlinear static and Incremental dynamic analysis", *6th National Congress on Civil Engineering*, Semnan University, Semnan, Iran (2011).
30. Estekanchi, E. and Ghaffari, A. "Application of endurance time method in seismic analysis bridges within elastic behavior", *6th National Congress on Civil Engineering*, Semnan University, Semnan, Iran (2011).
31. Seif, M.S., Mehdigholi, H., Estekanchi, H. and Dastan, M.A. "Evaluation of seismic behavior of fixed offshore platforms with endurance time method", *Journal of Marine Engineering*, **8**(15), pp. 97-103 (2012).
32. Matin Nikoo, H., Zeinoddini, M., Estekanchi, H. and Enderami, S.M. "Application of endurance time method in design and assessment of marine structures against the random waves", *Sharif Journal of civil engineering*, **2-30**(1.1), pp. 109-118 (2014).
33. Shirkhani, A., Shabakhty, N., Musavi, S.R. and Hashemi, S.H. "Investigation of steel frames with rotational friction dampers by endurance time method", *8th National Congress on Civil Engineering* (7-8 May 2014).
34. Web Site:[https:// sites.google.com/site/etmethod/et-records](https://sites.google.com/site/etmethod/et-records).