



دانشگاه صنعتی امیرکبیر  
(پلی تکنیک تهران)

دوره ۴۸، شماره ۴، زمستان ۱۳۹۵، صفحه ۴۰۷ تا ۴۱۷  
Vol. 48, No. 4, Winter 2016, pp. 407-417



نشریه علمی پژوهشی امیرکبیر - مهندسی عمران و محیط زیست

Amirkabir Journal of Science and Research  
Civil and Environmental Engineering  
(AJSR-CEE)

## بررسی نحوه اعمال ضوابط کنترل تغییر مکان بر رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی لاغر

مجید محمدی<sup>۱\*</sup>، رضا افضل سلطانی<sup>۲</sup>

۱- استادیار، پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

(دریافت: ۱۳۹۲/۵/۷، پذیرش: ۱۳۹۴/۳/۱۷)

### چکیده

یکی از مهمترین اهداف آیین‌نامه‌های زلزله، فراهم کردن حد اطمینان قابل قبول با در نظر گرفتن ضرایب ایمنی در برابر شکست کلی سازه و ناپایداری آن در اثر زلزله‌های شدیدی است که احتمال وقوع آن در مدت عمر مفید سازه وجود دارد. طراحی و کنترل در برابر جابجایی جانبی نسبتی طبقات و پایداری جانبی سازه‌ها، باید در اولین مراحل طراحی در نظر گرفته شده و اعمال گردند. آیین‌نامه‌های مختلف محدودیت‌های مختلفی را برای جلوگیری از آسیب‌های جدی به سازه و امنیت ساکنین از جمله محدودیت در جابجایی جانبی نسبتی ارائه کرده‌اند. بر اساس بند ۴-۵-۲ استاندارد ۲۸۰۰ و تبصره ذیل آن در ارتباط با کنترل جابجایی نسبتی طبقات، طراح در استفاده از زمان تناوب تجربی و یا تحلیلی دارای اختیار بوده و این در حالی است که استفاده از زمان تناوب تحلیلی به سازه سبکتری در مقایسه با سازه کنترل شده با زمان تناوب تجربی خواهد انجامید. بر این اساس، باید رفتار لرزه‌ای سازه کنترل شده با زمان تناوب تحلیلی در مقایسه با سازه‌ای که این مراحل در آن با زمان تناوب تجربی کنترل گردیده، مقایسه شود. بنابراین در این مقاله، چند سازه فولادی لاغر که هر کدام به دو صورت مذکور طراحی شده‌اند، در نظر گرفته شده و رفتار لرزه‌ای آن‌ها پس از انجام تحلیل تاریخچه زمانی سه مؤلفه‌ای غیرخطی با یکدیگر مقایسه شده است. برای این منظور، شاخص خرابی پارک و آنگ (Park & Ang) سازه‌ها پس از تحلیل تحت شتابنگاشت‌های مقیاس شده سری in روش زمان دوام و همچنین زمان رسیدن اولین المان هر کدام از سازه‌ها به حد نهایی خود، ملاک مقایسه قرار گرفته است. تحلیل‌ها نشان‌دهنده این موضوع هستند که سازه کنترل شده با زمان تناوب تحلیلی علاوه بر این که به سازه سبکتری می‌انجامد، رفتار لرزه‌ای مناسبتر و نیز زمان دوام بیشتری را با شتابنگاشت‌های مفروض دارند.

کلمات کلیدی:

قاب خمشی ویژه فولادی، ضوابط کنترل تغییر مکان، زمان تناوب، شاخص خرابی، زمان دوام

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

Please cite this article using:  
Mohammadi, M. and Afzal-Soltani, R., 2016. "Investigating the Seismic Behavior of Slender Buildings, Regarding How to Satisfy Drift Control Criteria". *Amirkabir Journal of Civil and Environmental Engineering*, 48(4), pp. 407-417.  
DOI: 10.22060/ceej.2016.673

URL: [http://ceej.aut.ac.ir/article\\_673.html](http://ceej.aut.ac.ir/article_673.html)

E-mail: [m.mohammadigh@iiees.ac.ir](mailto:m.mohammadigh@iiees.ac.ir); نویسنده مسئول و عهده‌دار مکاتبات:



## ۱- مقدمه

آیین‌نامه‌های مختلف برای جلوگیری از آسیب‌های جدی به سازه و امنیت ساکنین، محدودیت‌های مختلفی را (از جمله محدودیت در جابجایی جانبی نسبی) ارائه کرده‌اند. زیرا جابجایی جانبی بیش از حد و کنترل نشده می‌تواند مشکلات سازه‌ای مهمی را ایجاد نماید. مشاهدات تجربی و بررسی‌های پاسخ دینامیکی نظری نیز نشان داده‌اند که ارتباط مستقیمی میان مقدار جابجایی جانبی نسبی میان طبقه‌ای و پتانسیل خسارت‌ها و آسیب‌های سازه‌ای وجود دارد. در کشور ایران بر اساس استاندارد ۲۸۰۰، مقدار تغییر مکان نسبی طبقه در طرح لرزه‌ای سازه‌ها در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقداری که در بند ۲-۵-۴ این استاندارد مشخص شده، فراتر برود [۱]. با توجه به تبصره ذیل این بند، طراح در محاسبه تغییر مکان‌های نسبی هر طبقه در استفاده از زمان تناوب تحلیلی یا تجربی دارای اختیار شده است. به عبارت دیگر، مقدار برش پایه طراحی ساختمان در مرحله کنترل تغییر مکان را می‌توان بدون در نظرگیری محدودیت‌های مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان تعیین نمود که در نظرگیری زمان تناوب تحلیلی به سازه سبکتری منجر می‌شود. اما باید رفتار لرزه‌ای آن را در مقایسه با سازه‌ای که این مراحل با زمان تناوب تجربی در آن کنترل شده، مقایسه گردد.

در گذشته در ارتباط با این موضوع و در مورد قاب‌های دو بعدی، تحقیقاتی توسط میرکازمی [۲] صورت گرفته و نشان داده است که قاب‌های کنترل شده با زمان تناوب تحلیلی علاوه بر سبکی سازه، عملکرد بهتری را نیز نسبت به قاب کنترل شده با زمان تناوب تجربی داشته است. در تحقیق حاضر، برای مقایسه رفتار لرزه‌ای سازه‌های کنترل شده بر اساس زمان تناوب تحلیلی و زمان تناوب تجربی، چند سازه سه‌بعدی فولادی لاغر با قاب خمشی ویژه که تغییر مکان در آن‌ها کنترل شونده باشد، مورد بررسی قرار گرفته و در هر کدام از ساختمان‌های مفروض، دو حالت زیر در نظر گرفته شده است:

- ساختمانی که در مرحله کنترل تغییر مکان در آن از دوره تناوب بدست آمده از روابط تجربی موجود در استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شده است.  
- ساختمانی که در مرحله کنترل تغییر مکان در آن از زمان تناوب تحلیلی استفاده شده است.

روش‌های متفاوتی برای مقایسه رفتار سازه‌های مختلف با یکدیگر مانند روش تحلیل دینامیکی افزایشی، روش زمان دوام و غیره نیز وجود دارد که هر کدام دارای مزایا و معایب مختلف هستند. اما به دلیل سهولت استفاده از زمان دوام، این روش در فعالیت حاضر بکار رفته است. برای انجام تحلیل‌ها از نرم‌افزار پرفرم<sup>۱</sup> پس از بررسی درستی نتایج در حوزه خطی و غیرخطی [۳] استفاده شده است.

## ۲- تحلیل دینامیکی افزایشی

یکی از روش‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی افزایشی بوده که اولین بار توسط کرنل و وامواتسیکس<sup>۲</sup> [۱۰] پیشنهاد شده است. این تحلیل شامل تحلیل دینامیکی غیرخطی بر اساس عملکرد روی سیستم سازه‌ای نمونه و یا سازه شبیه‌سازی شده بر اساس مجموعه‌ای از شتابنگاشت‌ها است که هر کدام به چندین سطح خطر که طی آن‌ها سازه از مرحله رفتار خطی تا خرابی و ناپایداری دینامیکی کلی پیش می‌رود، مقیاس شده‌اند. به عبارت دیگر، سازه در این روش تحت تأثیر یک سری از تحلیل‌های تاریخچه زمانی قرار می‌گیرد که شدت این تاریخچه‌های زمانی به تدریج افزایش می‌یابد. در این روش، مقدار بیشینه شتاب شتابنگاشت زلزله به صورت افزایشی از یک مقدار بسیار کم که در طی آن پاسخ سازه الاستیک است، مقیاس شده و به تدریج افزایش می‌یابد تا آن‌که به نقطه حالت حدی هدف پس از تسلیم برسد. در این حالت، مقادیر بیشینه برش پایه در مقابل تغییر مکان بیشینه بعد از هر بار اجرای تحلیل ترسیم می‌شود که به نمودار حاصل در اصطلاح نمودار رانشی دینامیکی<sup>۳</sup> یا منحنی‌های پوش IDA<sup>۴</sup> گفته می‌شود. سطوح مختلف خطر را می‌توان از طریق این نمودارها تعیین نمود.

روش‌های تحلیل دینامیکی برای کاربرد در طراحی بر اساس عملکرد سازه‌ها مانند تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و تحلیل دینامیکی فزاینده بسیار مفید هستند. با این حال، مواردی مانند نحوه انتخاب رکوردها، تنوع خروجی‌ها، پیچیده بودن نتایج آن‌ها و همچنین تحلیل‌های سنگین مورد نیاز برای این روش‌ها، استفاده از آن‌ها را محدود کرده است. برای همین منظور، در سال‌های اخیر روشی به نام روش زمان دوام ارائه شده است که در ادامه معرفی می‌شود.

## ۳- روش زمان دوام

روش زمان دوام، روشی مبتنی بر تحلیل دینامیکی است و مزایای سایر تحلیل‌ها را در خود نهفته دارد. این روش با وابسته کردن نتایج به زمان، نظم دارای اهمیتی را به صورت بالقوه در خود داشته و این نظم موجود در نتایج، سهم بسزایی را در کاهش پیچیدگی روش دارد. علاوه بر این، مفهوم زمان دوام به تنهایی و جدای از روش تحلیل مربوطه می‌تواند کارگشای بسیاری از ابهام‌های موجود در روش‌های جدید دیگر نظیر روش طراحی بر اساس عملکرد باشد. در واقع روش زمان دوام یک تحلیل بار افزون دینامیکی ساده است که تلاش می‌کند تا مقاومت لرزه‌ای سازه‌ها را با تحلیل آن‌ها تحت یک تحریک دینامیکی فزاینده و از پیش طراحی شده بررسی کند. در این روش، پاسخ‌های اصلی سازه نظیر تغییر مکان، تغییر مکان نسبی طبقات، تنش ایجاد شده در مقاطع،

<sup>2</sup> C. Cornell and D. Vamvatsikos

<sup>3</sup> Dynamic Push-over

<sup>4</sup> Incremental Dynamic Analysis

<sup>1</sup> Perform 3D V4.03

که رکوردهای زلزله در هر منطقه وابسته به ویژگی‌های زمین‌شناسی و ژئوتکنیکی آن محل است، بنابراین توابع شتاب فزاینده نیز باید برای مناطق مختلف و به صورت جداگانه بدست آیند [۴]. به همین منظور، چند مجموعه شتابنگاشت تولید شده است.

توابع شتاب نسل اول با اعمال تابع خطی بر حسب زمان به وجود آمده‌اند که بیشتر برای نمایش مفهوم کلی روش زمان دوام مناسب بوده و نمی‌توان از آن‌ها به طور مستقیم در تحلیل‌های لرزه‌ای استفاده نمود.

توابع شتاب نسل دوم بر مبنای طیف پاسخ استاندارد ۲۸۰۰ بدست آمدند. با وجود انطباق مناسب طیف پاسخ در ناحیه خطی، مشکلات جدی در عدم انطباق نتایج در تحلیل‌های غیرخطی نیز رخ می‌دهد.

در ادامه برای ارزیابی روش زمان دوام در مقایسه با تحلیل تاریخیچه زمانی تحت شتابنگاشت‌های زلزله، توابع شتابی تولید شدند که در ناحیه خطی و در محدوده دوره تناوبی‌های از صفر تا پنجاه ثانیه، بر مبنای متوسط طیف پاسخ مؤلفه اصلی هفت شتابنگاشت زلزله بهینه‌سازی شده بودند. در این حالت، به دلیل در نظر گرفتن دوره تناوب‌های بلند و همچنین تصحیح شتاب مینا، طیف پاسخ این توابع در ناحیه خطی نیز انطباق مناسبی را با طیف پاسخ شتابنگاشت‌های زلزله منتخب دارد.

برای بررسی دقیق‌تر رفتار توابع شتاب برای سازه‌های قوی‌تر و بررسی اثرات دوام حرکت قوی شتابنگاشت‌های واقعی، سری دیگری از توابع شتاب با دوام بیشتر ساخته شد که این توابع نیز مانند سری‌های قبل برای تحلیل در ناحیه خطی مناسب بود.

توابع تولید شده تا نسل حاضر، همگی مناسب برای تحلیل در ناحیه خطی بودند. بنابراین، سری جدید شتابنگاشت‌های زمان با عنوان سری in که مناسب برای تحلیل سه مؤلفه‌ای در ناحیه غیرخطی بر مبنای بیست شتابنگاشت منتخب در آیین‌نامه ۴۴۰-۱۳ FEMA [۱۳] بود، تولید شد. در جدول (۲) شتابنگاشت‌های تولید شده نشان داده شده‌اند.

در بررسی‌هایی که بر روی قاب‌های دو بعدی میان‌مرتبه و بلندمرتبه صورت گرفته است، نتایج روش زمان دوام و روش دینامیکی افزایشی تحت هفت شتابنگاشت با یکدیگر مقایسه شده [۱۴] و نشان می‌دهند که حساسیت ظرفیت‌ها در روش زمان دوام بسیار کمتر از روش دینامیکی افزایشی است. همچنین بر اساس این بررسی‌ها، روش زمان دوام میانگین نتایج شتابنگاشت‌ها را با در نظرگیری کمتر مؤلفه‌های احتمالاتی برآورد می‌کند. نتایج نشان‌دهنده سازگاری بسیار مناسب برش پایه بدست آمده از دو روش زمان دوام و دینامیکی افزایشی برای قاب‌های مختلف بررسی‌شده در سطوح خطر مختلف است.

مشخصه مهم و بارز روش زمان دوام در مقایسه با سایر روش‌ها، تعداد تحلیل‌های کمتر این روش است. این مشخصه زمانی که تحلیل در سطوح مختلف خطر مورد نیاز باشد، متمایزتر است و روش زمان دوام در این حالت، اطلاعات کافی و مناسب را با تعداد تحلیل‌های بسیار کمتر در سطوح مختلف خطر ارائه می‌دهد.

چرخش پلاستیک مفاصل و معیارهای خرابی مناسب دیگر در طول تحلیل اندازه‌گیری می‌شوند و تحلیل تا زمان خرابی سازه یا گذر سازه از یک معیار عملکردی مناسب ادامه می‌یابد. مدت زمانی که سازه از ابتدای تحلیل تا لحظه خرابی تجربه می‌کند، زمان دوام نامیده می‌شود [۱۱]. در جدول (۱) روش تحلیل دینامیکی افزایشی و روش زمان دوام با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

همان‌طور که در جدول (۱) نیز قابل مشاهده است، روش زمان دوام ویژگی‌های روش تحلیل دینامیکی افزایشی را در خود دارد و علاوه بر آن، نسبت به این روش از لحاظ سرعت انجام تحلیل بسیار مقرون به صرفه‌تر است و مشکلات روش تحلیل دینامیکی افزایشی از قبیل نحوه انتخاب شتابنگاشت، تنوع خروجی‌ها و غیره را نیز ندارد. بنابراین، روش مناسب‌تری برای مقایسه رفتار لرزه‌ای سازه‌ها بوده که در فعالیت حاضر نیز از همین روش استفاده شده است.

ایده اولیه روش زمان دوام از آزمون ورزش (که متخصصین قلب و عروق برای ارزیابی وضعیت شریان‌های قلبی بیماران و ورزشکاران استفاده می‌کنند)، گرفته شده است. در روش زمان دوام، مفهومی شبیه به آن‌چه که در آزمون ورزش بکار می‌رود، در ارتباط با سازه‌ها اعمال می‌شود. در این روش، سازه‌ها تحت یک تابع شتاب فزاینده کالیبره قرار می‌گیرند و عملکرد آن‌ها در طول زمان مورد بررسی قرار می‌گیرد [۱۲] و مؤلفه‌های مختلف مانند جابجایی، شاخص خرابی، جابجایی نسبی طبقات و غیره در طول زمان با یکدیگر مقایسه می‌شوند.

یکی از مهمترین گام‌ها برای تحقق اهداف تحلیل زمان دوام، تهیه توابع شتاب مناسب برای این روش است. این توابع باید به نحوی باشند که شدت زلزله در آن‌ها با گذشت زمان افزایش یابد. از آنجایی

جدول (۱): مقایسه روش تحلیل تاریخیچه زمانی افزایشی و روش زمان دوام در تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها [۴]

روش تحلیل لرزه‌ای	تحلیل دینامیکی افزایشی	زمان دوام
اثر مؤلفه‌های دینامیکی سازه	بله	بله
خواص حرکات زمین در زلزله	بله	تا حدودی
تحلیل غیرخطی	بله	بله
در نظر گرفتن علامت نیروهای داخلی	بله	بله
تحلیل سازه در شدت‌های مختلف	بله	بله
سرعت تحلیل	نامناسب	مناسب
دقت تحلیل	دقیق	تقریب خوب
سازه‌های مناسب برای تحلیل	تحلیل سازه‌های حیاتی پیچیده تحت شدت‌های مختلف زلزله، یافتن نقطه شکست سازه	تمامی سازه‌ها، تعیین نقطه شکست

<sup>۱</sup> Federal Emergency Management Agency

جدول (۲): توابع شتاب زمان دوام تولید شده [۴]

سری توابع شتاب	نام تابع شتاب	طیف طرح	دوام	روش بهینه‌سازی
نسل اول	Acc01-acc03	---	۲۰/۴۸	خطی
سری a,b	03-ETA20a01	آیین‌نامه ۲۸۰۰ خاک نوع ۲	۲۰/۴۸	خطی زمان تناوب‌های تا ۵ ثانیه
سری I, ..., IV	03-ETA2010x01	آیین‌نامه ۲۸۰۰ انواع خاک‌ها	۲۰/۴۸	خطی زمان تناوب‌های تا ۵ ثانیه
سری e,f	03-ETA20f01	میانگین مؤلفه اول ۷ شتابنگاشت منتخب	۲۰/۴۸	خطی زمان تناوب‌های تا ۵ ثانیه
سری g	03-ETA40g01	آیین‌نامه ۷-۰۵ ASCE	۴۰/۹۶	خطی زمان تناوب‌های تا ۵ ثانیه
سری h	03-ETA40h01	میانگین مؤلفه اول ۷ شتابنگاشت منتخب	۴۰/۹۶	خطی زمان تناوب‌های تا ۵ ثانیه
سری inx	03-ETA20inx01	میانگین مؤلفه اول ۲۰ شتابنگاشت منتخب	۲۰	غیرخطی
سری iny	03-ETA20iny01	میانگین مؤلفه اول ۲۰ شتابنگاشت منتخب	۲۰	غیرخطی
سری inz	03-ETA20inz01	میانگین مؤلفه اول ۲۰ شتابنگاشت منتخب	۲۰	غیرخطی

رابطه (۱) محاسبه کرد و همچنین می‌توان مقدار آن را نیز بیشتر از ۱/۲۵ برابر زمان تناوب بدست آمده از رابطه تجربی اختیار نمود [۱].

$$T = 2\pi \sqrt{\left( \sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2 \right) \div \left( g \sum_{i=1}^n F_i \delta_i \right)} \quad (1)$$

در این رابطه،  $F_i$  و  $\delta_i$  به ترتیب نیروی جانبی وارد به طبقه و تغییر مکان ناشی از آن و  $W_i$  و  $g$  نیز به ترتیب وزن طبقه و شتاب ثقل زمین هستند.

بر اساس مطالب فوق، زمان تناوب تحلیلی برای سازه‌های در نظر گرفته شده بر اساس رابطه (۱) برای طراحی بر اساس تبصره و زمان تناوب تحلیلی، با آزمون و خطا مطابق با جدول (۲) محاسبه گردید (به دلیل عوض شدن مقاطع در مرحله کنترل تغییر مکان نسبی و تغییر نیرو، وزن و جابجایی در طبقات در رابطه (۱)، محاسبه زمان تناوب چند مرحله تکرار شد تا اختلاف آن با مرحله قبل قابل صرف‌نظر کردن شود). همچنین در این جدول، سایر مشخصات سازه‌های طراحی شده (سازه کنترل شده بر اساس زمان تناوب تجربی و سازه کنترل شده بر اساس زمان تناوب تحلیلی) نشان داده شده‌اند.

بر اساس بند ۲-۴-۱-۴-۲ استاندارد ۲۸۰۰، زوج شتابنگاشت‌های انتخاب شده باید به روش زیر مقیاس گردند [۱]:

- کلیه شتاب نگاشت‌ها به مقدار بیشینه خود مقیاس شوند. به این معنی که بیشینه شتاب همه آن‌ها برابر با شتاب ثقل ( $g$ ) شود.
- طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتابنگاشت‌های مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی پنج درصد تعیین گردد.
- طیف‌های پاسخ هر زوج شتابنگاشت با استفاده از روش جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب شده و یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج ساخته شود.
- طیف‌های پاسخ ترکیبی سه زوج شتابنگاشت، متوسط‌گیری شده

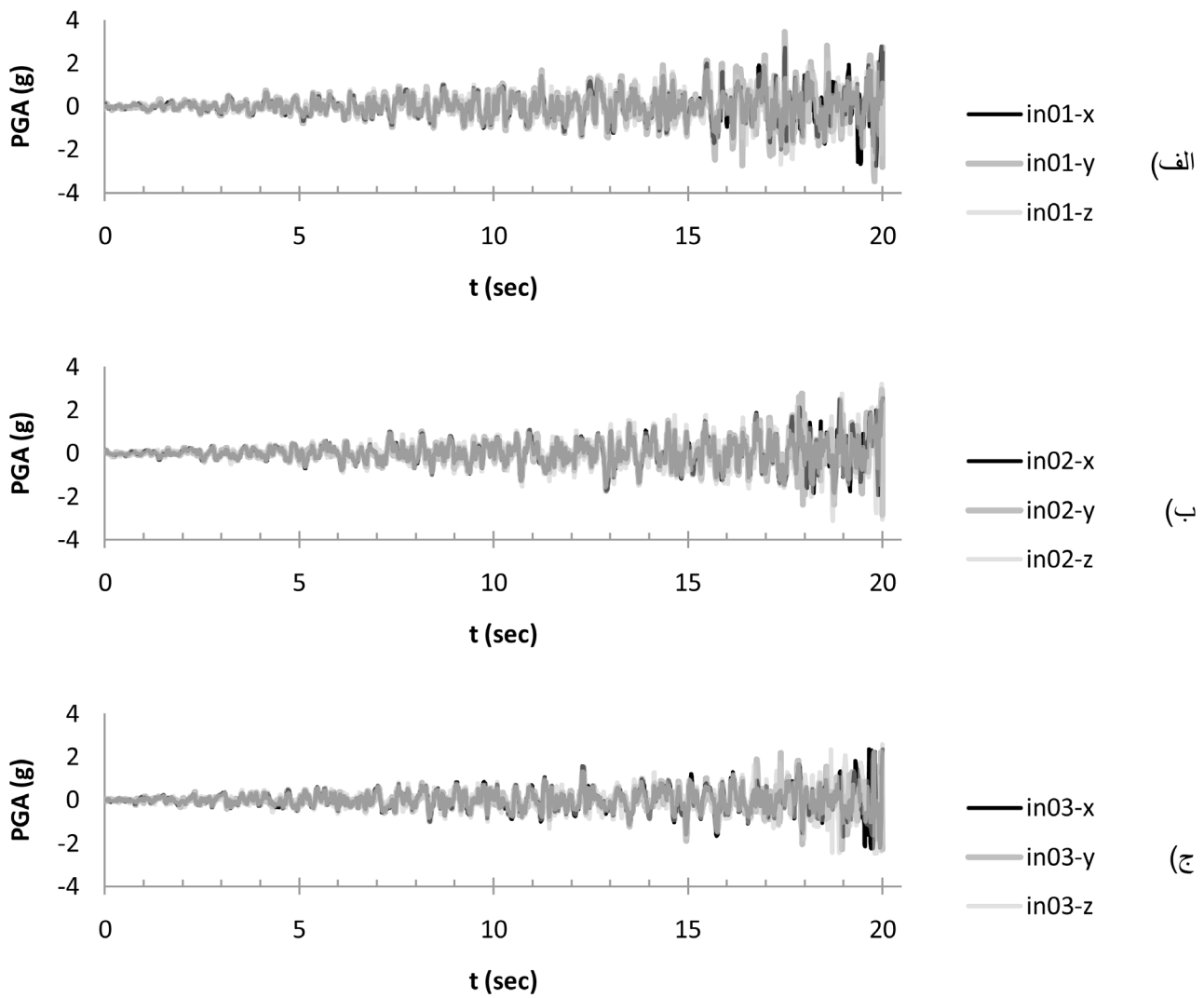
با توجه به مطالعات صورت گرفته مبنی بر لزوم در نظرگیری مؤلفه قائم زلزله [۵] و همچنین توجه به این موضوع که در هدف از فعالیت حاضر انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به کمک شتابنگاشت‌های واقعی زلزله بود، از شتابنگاشت‌های تولید شده سری in زمان دوام استفاده شد. این سری از شتابنگاشت‌ها خود شامل سه دسته هستند که در شکل (۱) نشان داده شده‌اند. در این شکل، روند افزایشی شدت شتابنگاشت‌ها به خوبی قابل مشاهده است.

#### ۴- فرضیات و حوزه مطالعات

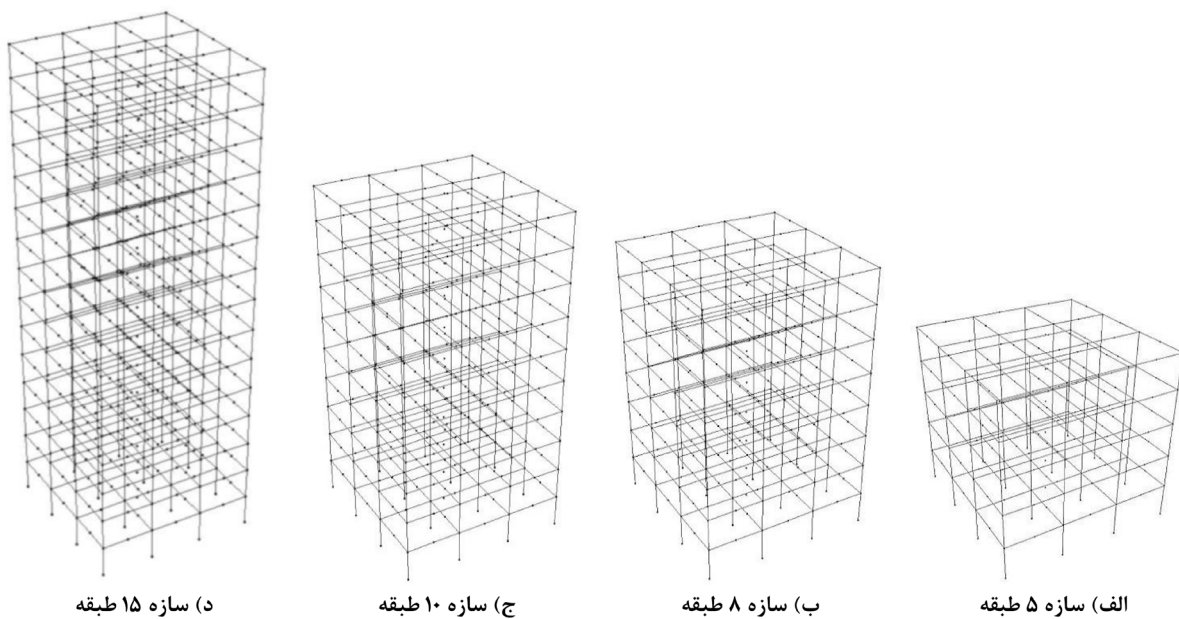
برای بررسی اثر نحوه اعمال ضوابط کنترل تغییر مکان، چهار ساختمان فولادی با قاب خمشی ویژه که تغییر مکان در آن‌ها کنترل‌کننده است، با تعداد طبقات ۵، ۸، ۱۰ و ۱۵ مشابه با شکل (۲) و با پلان و توزیع باری مطابق با شکل (۳) که عرض تمامی دهانه‌ها پنج متر و ارتفاع تمامی طبقات آن سه متر است، یک بار با در نظرگیری زمان تناوب تجربی در محاسبه برش پایه و توزیع آن در طبقات و بار دیگر با اعمال تبصره ذیل بند ۲-۵-۴ و زمان تناوب تحلیلی در نظر گرفته شد. با اعمال کلیه ضوابط مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ و با استفاده از نرم‌افزار ای‌ت‌ب‌س<sup>۱</sup> طراحی گردید. وزن مرده طبقات، وزن مرده بام، وزن زنده طبقات و وزن زنده بام در طراحی‌ها بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان به ترتیب برابر با ۶۵۰، ۵۵۰، ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شد.

بر اساس تبصره بند ۲-۵-۴، مقدار برش پایه را می‌توان در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه برای رعایت محدودیت‌های این بند بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان در تبصره ۱ بند ۲-۳-۶ تعیین نمود. یعنی می‌توان به جای استفاده از روابط تجربی، زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان را با استفاده از روش‌های تحلیلی و یا

<sup>۱</sup> Etabs 9.5



شکل (۱): شتابنگاشت‌های سری in زمان دوام



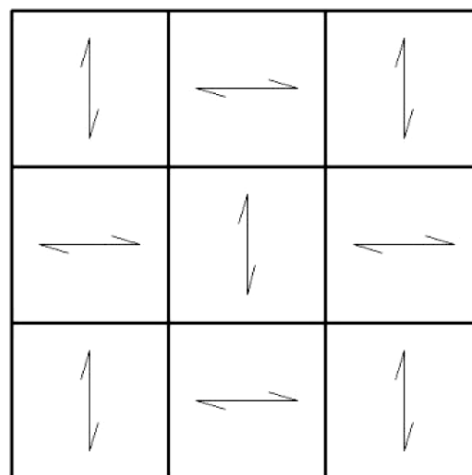
شکل (۲): سازه‌های مدل شده

جدول (۳): مشخصات سازه‌های بررسی شده

طبقه ۱۵		طبقه ۱۰		طبقه ۸		طبقه ۵		
زمان تناوب تجربی	زمان تناوب تحلیلی	زمان تناوب تجربی	زمان تناوب تحلیلی	زمان تناوب تجربی	زمان تناوب تحلیلی	زمان تناوب تجربی	زمان تناوب تحلیلی	
۹۵/۰۲۲	۷۷/۳۳۱	۹۵/۰۲۲	۷۷/۳۳۱	۷۰/۵۹۸	۵۶/۶۳۹	۳۴/۴۲۸	۲۸/۸۳۶	وزن تیرها (تن)
۶۲/۶۲۱	۴۷/۶۲۲	۶۲/۶۲۱	۴۷/۶۲۲	۴۷/۶۷۸	۳۴/۷۶۶	۲۴/۸۹۴	۲۱/۶۲۸	وزن ستون‌ها (تن)
۱۵۷/۶۴۳	۱۲۴/۹۵۳	۱۵۷/۶۴۳	۱۲۴/۹۵۳	۱۱۸/۲۷۶	۹۱/۴۰۵	۵۹/۳۲۲	۵۰/۴۶۴	وزن کل سازه (تن)
۱/۳۹۰۰	۲/۲۶۶۸	۱/۰۲۵۵	۲/۰۰۹۴	۰/۱۸۶۷۵	۱/۸۰۶۸	۰/۶۰۹۸	۱/۲۵۷۷	$T_x$ طراحی (ثانیه)
۱/۳۹۰۰	۲/۴۴۲۱	۱/۰۲۵۵	۲/۰۱۷۶	۰/۱۸۶۷۵	۱/۸۰۰۹	۰/۶۰۹۸	۱/۲۳۲۱	$T_y$ طراحی (ثانیه)
۲/۱۱۰۹	۲/۴۶۱۰	۱/۶۵۱۱	۲/۰۲۷۲	۱/۳۸۱۲	۱/۸۱۳۴	۱/۰۳۲	۱/۲۲۵	زمان تناوب مود اول (ثانیه)
۲/۰۶۲۱	۲/۲۸۱۳	۱/۵۸۵۶	۲/۰۱۸۷	۱/۳۴۲۱	۱/۸۰۷۶	۱/۰۲۷	۱/۱۹۴	زمان تناوب مود دوم (ثانیه)

مقیاس کردن این شتابنگاشت‌ها، مقیاس‌سازی با توجه به زمان هدف انجام می‌گیرد. زمان هدف، زمانی است که انتظار می‌رود تا پاسخ سازه استاندارد به نیازهای رفتاری لازم برسد [۴].

از آن جایی که شتابنگاشت سری  $\ddot{u}_g$  در هر گروه در روش زمان دوامی مورد استفاده دارای سه مؤلفه است، ضریب مقیاس مطابق با روند آیین‌نامه برای دو مؤلفه افقی محاسبه و از دو سوم همان ضریب مقیاس برای مؤلفه قائم زلزله بکار خواهد رفت. همچنین با توجه به این که رفتار غیرخطی همه المان‌ها در نظر گرفته شده، از اعمال ضریب  $(1/R)$  در مقیاس کردن شتابنگاشت‌ها خودداری شده است. هدف از این مقیاس کردن، محاسبه شاخص خرابی در زلزله معادل با سطح پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ بود. همچنین نظر به این که رفتار غیرخطی تمامی اعضا با توجه به رفتار معرفی شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان (فصل پنجم نشریه ۳۶۰ [۶] و مطابق با شکل (۴)) لحاظ شده، از اعمال ضریب  $(1/R)$  در مقیاس کردن شتابنگاشت‌ها خودداری شده است. هدف از این مقیاس کردن، محاسبه شاخص خرابی در زلزله معادل با سطح پیشنهادی

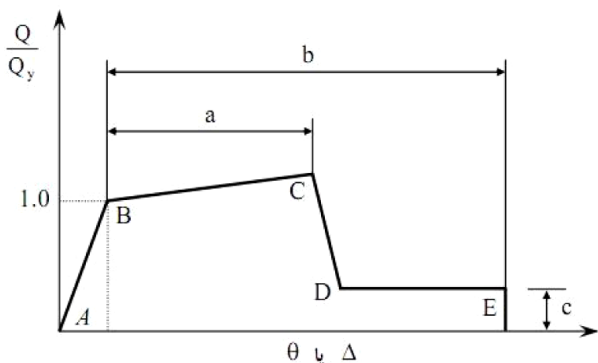


شکل (۳): جهت توزیع نیروها و پلان در نظر گرفته شده

و در محدوده زمان‌های تناوب  $0.2$  و  $1/5$  برابر زمان تناوب تجربی سازه با طیف طرح استاندارد مقایسه می‌گردد. ضریب مقیاس به نحوی تعیین می‌شود که مقادیر متوسط‌ها در این محدوده در هیچ حالتی کمتر از  $1/4$  برابر مقدار نظیر آن در طیف استاندارد نباشد.

• ضریب مقیاس تعیین شده باید در شتابنگاشت‌های مقیاس شده در مرحله اول ضرب شود و در تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گیرد. طیف طرح استاندارد که منعکس کننده اثر حرکت زمین برای زلزله طرح در آیین‌نامه است، از حاصلضرب مقادیر بازتاب ساختمان ( $B$ ) در مؤلفه‌های نسبت شتاب مبنا ( $A$ ) و ضریب اهمیت ( $I$ ) و عکس ضریب رفتار ( $1/R$ ) بدست می‌آید. نسبت میرایی در تعیین این طیف پنج درصد در نظر گرفته می‌شود.

روند مقیاس کردن شتابنگاشت‌های زمان دوام، مشابه با روند مقیاس کردن شتابنگاشت‌های واقعی است؛ با این تفاوت که در



شکل (۴): شکل (۳): رفتار غیرخطی معرفی شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای (نشریه ۳۶۰) و FEMA-۳۵۶ برای مقاطع [۷، ۱۰]

اثرهای بارگذاری تکرار شونده، برای یک عضو سازه‌ای مطابق با رابطه (۲) تعریف می‌شود:

$$DI_{P\&A} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE_h \quad (2)$$

که در آن،  $\delta_m$  بیشترین تغییر شکل تجربه‌شده،  $\delta_u$  تغییر شکل نهایی المان،  $P_y$  مقاومت جاری شدن المان،  $\int dE_h$  مقدار انرژی هیسترسس جذب‌شده<sup>۷</sup> به وسیله المان در طول تاریخچه پاسخ و  $\beta$  مؤلفه ثابت مدل است و برای مؤلفه  $\beta$  مقدار ۰/۱ مربوط به زوال پیشنهاد شده است [۱۵]. مدل خرابی پارک و آنگ یکی از متداول‌ترین شاخص‌های خرابی است که برای تخمین خرابی اعضا بکار گرفته می‌شود. اگر چه این شاخص اولین بار بر مبنای رفتار سازه‌های بتنی استخراج شده است، اما به دلیل مفهوم فیزیکی آشکار و استفاده آسان از آن، این شاخص برای سازه‌های فولادی نیز قابل استفاده است.

مدل خرابی پارک و آنگ، خرابی را به علت بیشینه سیر غیرالاستیک و همچنین تاریخچه تغییر شکل‌ها گزارش می‌دهد. شاخص‌های خرابی طبقه و کلی با استفاده از ضرایب وزنی مبتنی بر انرژی هیسترسس تلف‌شده<sup>۸</sup>، به ویژه عناصر و سطوح طبقه محاسبه بر اساس رابطه‌های (۳) تا (۶) محاسبه می‌شوند [۱۵]:

$$DI_{Story} = \sum [(\lambda_i)_{component} (DI_i)_{component}] \quad (3)$$

$$DI_{Overall} = \sum [(\lambda_i)_{Story} (DI_i)_{Story}] \quad (4)$$

$$(\lambda_i)_{component} = \left( \frac{E_i}{\sum E_j} \right)_{component} \quad (5)$$

<sup>7</sup> Absorbed Hysteresis Energy

<sup>8</sup> Dissipated Hysteresis Energy

استاندارد ۲۸۰۰ است.

بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای در ارتباط با سازه‌های فولادی و روش‌های غیرخطی، اثرات سخت‌شدگی کرنشی (قسمت بین نقاط B و C در شکل (۴)) با در نظر گرفتن شیبی برابر سه درصد شیب قسمت ارتجاعی اعمال می‌شود و شیب بیشتر فقط با انجام آزمایش قابل قبول است. در فعالیت حاضر، از همان مقدار سه درصد استفاده شده است.

بر اساس مطالب فوق، ضرایب مقیاس اعمال شده و همچنین بیشینه شتاب شتابنگاشت‌ها پس از مقیاس کردن در جدول (۴) نشان داده شده‌اند. برای مقایسه رفتار سازه‌ها، موارد زیر مورد بررسی قرار گرفت:

- شاخص خرابی سازه‌ها در زلزله معادل برش پایه پیشنهادی

استاندارد ۲۸۰۰

- زمان دوام (زمان رسیدن اولین عضو سازه به حد نهایی خود)

## ۵- شاخص خرابی

شاخص خرابی به منظور بیان عددی میزان خسارت وارده به سازه تعریف می‌شود. تاکنون شاخص‌های خرابی مختلفی مانند شاخص خرابی نسبت شیب (SR)، نسبت خسارت خمشی<sup>۱</sup> (FDR)، شاخص خرابی سینماتیکی<sup>۲</sup> (DI<sub>M</sub>) [۷]، شاخص خرابی ایمورا و میکامی<sup>۳</sup> [۸]، شاخص کراوینکلر و زهره‌ای<sup>۴</sup> [۹]، شاخص قبارا<sup>۵</sup> [۹] و غیره پیشنهاد شده‌اند. شاخص خرابی پارک و آنگ<sup>۶</sup> از پرکاربردترین شاخص‌های خرابی بوده و از ترکیب خطی انرژی جذب‌شده و تغییر شکل نرمال شده تشکیل می‌شود [۸]. این شاخص به صورت ترکیبی از تغییر شکل بیشینه و

<sup>1</sup> Flexural Damage Ratio

<sup>2</sup> Kinematic Damage Index

<sup>3</sup> Iemura and Mikami

<sup>4</sup> Krawinkler and Zohrei

<sup>5</sup> Ghobarah

<sup>6</sup> Park and Ang

جدول (۴): ضرایب مقیاس بدست آمده برای شتابنگاشت‌های سری in و بیشینه شتاب آن‌ها پس از مقیاس کردن

in03			in02			in01			ضریب مقیاس	طبقه
Z	Y	X	Z	Y	X	Z	Y	X		
۰/۳۰	۰/۴۵	۰/۴۵	۰/۲۶	۰/۳۹	۰/۳۹	۰/۲۴	۰/۳۶	۰/۳۶	ضریب مقیاس	۵ طبقه
۰/۷۷۲	۱/۰۳۰	۱/۰۶۳	۰/۸۳۶	۱/۱۴۸	۱/۰۰۱	۰/۶۴۳	۱/۲۴۵	۱/۰۰۰	PGA (g)	
۰/۳۳۳	۰/۵۰	۰/۵۰	۰/۲۹۳	۰/۴۴	۰/۴۴	۰/۲۵۳	۰/۳۸	۰/۳۸	ضریب مقیاس	۸ طبقه
۰/۸۵۸	۱/۱۴۴	۱/۱۸۱	۰/۹۴۳	۱/۲۹۶	۱/۱۳۰	۰/۶۷۹	۱/۳۱۴	۱/۰۵۶	PGA (g)	
۰/۳۶۷	۰/۵۵	۰/۵۵	۰/۳۰	۰/۴۵	۰/۴۵	۰/۲۶	۰/۳۹	۰/۳۹	ضریب مقیاس	۱۰ طبقه
۰/۹۴۳	۱/۲۵۹	۱/۲۹۹	۰/۹۶۵	۱/۳۲۵	۱/۱۵۵	۰/۶۹۶	۱/۳۴۹	۱/۰۸۴	PGA (g)	
۰/۴۴	۰/۶۶	۰/۶۶	۰/۳۵۳	۰/۵۳	۰/۵۳	۰/۳۴	۰/۵۱	۰/۵۱	ضریب مقیاس	۱۵ طبقه
۰/۱۳۲	۱/۵۱۱	۱/۵۵۹	۱/۱۳۶	۱/۵۶۱	۱/۳۶۱	۰/۹۱۱	۱/۷۶۴	۱/۴۱۸	PGA (g)	

شاخص خرابی پارک و آنگ برای مقایسه ساختمان‌های مورد مطالعه استفاده شده است.

### ۶- تحلیل‌ها

با توجه به مطالب بالا، شاخص خرابی پارک و آنگ کلی محاسبه شده برای سازه‌های در نظر گرفته شده تحت شتابنگاشت‌های مقیاس شده سری in زمان دوام و سطح بیان شده در جدول (۴)، مطابق با جدول‌های

جدول (۵): شاخص خرابی پارک و آنگ کل محاسبه شده برای ساختمان پنج طبقه فولادی

شتابنگاشت	زمان تناوب تحلیلی	زمان تناوب تجربی
in01-xyz	۰/۱۹۷۳۳	۰/۱۹۷۸۶
in01-yxz	۰/۱۹۸۴۹	۰/۱۹۹۴۶
in02-xyz	۰/۲۱۴۶۷	۰/۲۲۳۹۲
in02-yxz	۰/۱۹۹۵۶	۰/۲۲۹۰۴
in03-xyz	۰/۲۱۷۴۴	۰/۲۱۳۲۰
in03-yxz	۰/۲۲۰۸۵	۰/۲۱۹۸۸

جدول (۶): شاخص خرابی پارک و آنگ کل محاسبه شده برای ساختمان هشت طبقه فولادی

شتابنگاشت	زمان تناوب تحلیلی	زمان تناوب تجربی
in01-xyz	۰/۱۸۹۰۱	۰/۱۸۹۱۲
in01-yxz	۰/۱۹۲۹۲	۰/۱۹۵۲۷
in02-xyz	۰/۱۶۹۴۳	۰/۱۸۳۳۷
in02-yxz	۰/۱۷۰۷۸	۰/۱۸۴۲۹
in03-xyz	۰/۱۹۶۱۴	۰/۱۹۲۴۹
in03-yxz	۰/۲۰۶۹۹	۰/۲۰۳۰۲

جدول (۷): شاخص خرابی پارک و آنگ کل محاسبه شده برای ساختمان ده طبقه فولادی

شتابنگاشت	زمان تناوب تحلیلی	زمان تناوب تجربی
in01-xyz	۰/۲۱۱۳۲	۰/۲۱۲۴۹
in01-yxz	۰/۲۱۰۹۸	۰/۲۱۰۳۵
in02-xyz	۰/۱۶۸۸۸	۰/۱۸۶۳۸
in02-yxz	۰/۱۷۰۲۲	۰/۱۹۴۹۲
in03-xyz	۰/۲۰۶۱۰	۰/۲۰۸۰۱
in03-yxz	۰/۲۰۶۱۴	۰/۲۱۰۶۱

$$(\lambda_i)_{Story} = \left( \frac{E_i}{\sum E_j} \right)_{Story} \quad (۶)$$

با استفاده از این مدل، خرابی سه شاخص خرابی قابل محاسبه است:

- شاخص خرابی المان (ستون، تیر یا المان‌های دیوار برشی)
- شاخص خرابی طبقه: مؤلفه‌های افقی و قائم و خرابی کلی طبقه
- خرابی کلی سازه

در مجموع از آنجایی که میزان خرابی کل ساختمان در این روش از مجموع میزان خرابی تک تک اعضای طبقات ساختمان محاسبه می‌شود، بنابراین استفاده از این روش بسیار وقتگیر و پرهزینه خواهد بود.

به دلیل آن که خرابی برای اعضای که در ناحیه خطی قرار دارند و بدون خرابی هستند نیز توسط این شاخص خرابی قابل محاسبه است، بنابراین رابطه (۷) به عنوان شاخص خرابی اصلاح شده پارک و آنگ برای یک المان سازه ارائه شده که در قسمت اول آن تنها مقدار تغییر مکان غیرخطی وارد شده است:

$$DI_{P\&A} = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} E_h \quad (۷)$$

که در آن،  $E_h$  مجموع انرژی هیسترتیک تجمعی  $(\int dE_h)$  و  $\delta_y$  تغییر شکل جاری شدن المان است. سایر مؤلفه‌ها نیز مانند رابطه شاخص پارک و آنگ تعریف می‌شوند.

این شاخص خرابی را نیز مانند شاخص پارک و آنگ می‌توان برای یک المان سازه‌ای یک طبقه و یا برای کل سازه بکار برد. از آنجایی که رفتار غیرخطی به نواحی پلاستیک نزدیک انتهای برخی اعضا محدود شده است، برقراری ارتباط بین تغییر شکل‌های المان، طبقه و یا طبقات بالا با دوران‌های پلاستیک موضعی مشکل است. برای خرابی قسمت انتهایی المان، رابطه (۸) ارائه شده است:

$$DI = \frac{\theta_m - \theta_r}{\theta_u - \theta_r} + \frac{\beta}{M_y \theta_u} E_h \quad (۸)$$

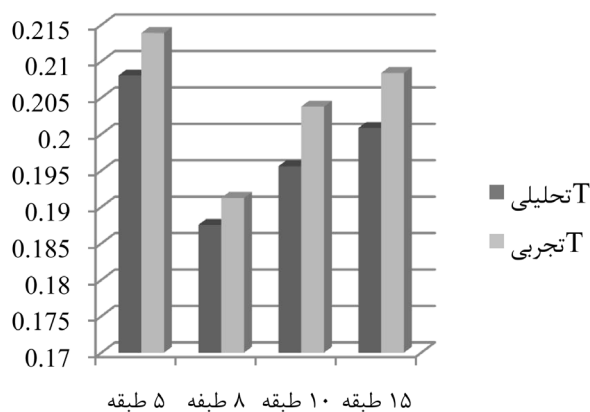
که در آن،  $\theta_y$  بیشینه دوران حاصل در طول تاریخچه بارگذاری،  $\theta_u$  ظرفیت نهایی دوران مقطع،  $\theta_r$  دوران باز یافته در زمان باربرداری،  $M_y$  لنگر نهایی و  $E_h$  انرژی تلف شده تجمعی در مقطع است.

توجه به این موضوع نیز ضروری است که در این شاخص خرابی، درجه اهمیت همه اعضا مانند تیرها و ستون‌ها که از نظر تأثیر در پایداری کلی سازه متفاوت هستند، یکسان در نظر گرفته شده و همچنین در این شاخص خرابی، اهمیت المان‌های طبقات مختلف نیز یکسان فرض شده است (به عنوان مثال المان‌های ستون در طبقات پایین نقش بیشتری را در پایداری سازه نسبت به المان‌های طبقات بالاتر دارند).

با وجود این اشکالات و به دلیل آن که این شاخص خرابی در بیشتر مطالعات مورد استفاده قرار گرفته است و هنوز شاخص خرابی بهتری که فاقد این اشکالات باشد ارائه نشده است، بنابراین در این تحقیق نیز از

<sup>۱</sup> The Cumulative Hysteresis Energy





شکل (۵): میانگین شاخص‌های خرابی محاسبه شده تحت شتابنگاشت‌های سری in

مورد تحلیل مجدد قرار گرفته و زمان فروریزش آن‌ها مطابق با جدول (۹) حاصل شده است.

همان‌طور که در جدول (۹) نیز دیده می‌شود، سازه‌ای که کنترل تغییر مکان آن برای برش پایه محاسبه شده بر اساس زمان تناوب تحلیلی انجام شده، از زمان دوام بیشتری برخوردار است. البته این تفاوت در سازه پنج طبقه بسیار اندک است. زیرا در طراحی بر اساس زمان تناوب تجربی به دلیل کم‌تر بودن زمان تناوب طراحی از ۰/۷ ثانیه، نیروی شلاقی در نظر گرفته نمی‌شود. اما در طراحی بر اساس تبصره و زمان تناوب تحلیلی این نیرو وارد طراحی شده و نحوه توزیع برش در طبقات در آن‌ها نیز متفاوت است. بنابراین، دو طراحی مختلف حاصل می‌شود که می‌توان نزدیک بودن زمان فروریزش این دو سازه را بر این اساس دانست. علاوه بر این، نتایج این جدول و جدول‌های (۵) تا (۸) و همچنین شکل (۵) با یکدیگر تطابق دارند.

## ۷- نتایج

مقدار تغییر مکان نسبی طبقه در طرح لرزه‌ای سازه‌ها در محل مرکز

جدول (۸): شاخص خرابی پارک و آنگ کل محاسبه شده برای ساختمان پانزده طبقه فولادی

شتابنگاشت	زمان تناوب تحلیلی	زمان تناوب تجربی
in01-xyz	۰/۲۲۲۲۱	۰/۲۴۲۰۹
in01-yxz	۰/۲۰۰۷۱	۰/۲۳۳۳۹
in02-xyz	۰/۱۹۰۹۶	۰/۱۹۱۰۷
in02-yxz	۰/۱۸۴۲۴	۰/۱۸۴۷۵
in03-xyz	۰/۲۰۸۱۸	۰/۱۹۹۳۵
in03-yxz	۰/۱۹۸۸۶	۰/۱۹۹۷۸

(۵) تا (۸) است. همان‌طور که در این جدول‌ها نیز قابل مشاهده است، جای مؤلفه‌های افقی پس از مقیاس کردن برای هر سری از شتابنگاشت‌ها با یکدیگر عوض شده و شاخص خرابی دوباره محاسبه شده است.

میانگین شاخص‌های کل محاسبه شده برای سازه‌های در نظر گرفته شده در جدول‌های (۵) تا (۸)، در شکل (۵) نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، به طور کلی سازه کنترل شده با زمان تناوب تحلیلی، شاخص خرابی پارک و آنگ کلی کمتری را نسبت به سازه کنترل شده با زمان تناوب تجربی در سازه‌های بررسی شده داشته و بنابراین خرابی کمتری در طول شتابنگاشت‌های سری in زمان دوام تجربه می‌نماید و بنابراین می‌توان این‌طور نتیجه گرفت که رفتار لرزه‌ای بهتری را داشته‌اند.

بررسی دیگری که در ارتباط با این سازه‌ها صورت گرفته، زمان رسیدن اولین المان سازه به حد نهایی خود بوده که این زمان با توجه به ماهیت شتابنگاشت‌های زمان دوام، معیاری از بیشینه شتاب تحمل شده توسط سازه است. برای این منظور، با اعمال شتابنگاشت‌هایی معادل با سه برابر شتابنگاشت‌های مقیاس شده در تحلیل‌های مرحله قبل و یا به عبارتی سه برابر کردن ضرایب مقیاس بدست آمده در جدول (۴)، سازه‌ها

جدول (۹): زمان رسیدن اولین المان سازه به حد نهایی

طبقه ۱۵		طبقه ۱۰		طبقه ۸		طبقه ۵		
زمان تناوب تجربی	زمان تناوب تحلیلی	زمان تناوب تجربی	زمان تناوب تحلیلی	زمان تناوب تجربی	زمان تناوب تحلیلی	زمان تناوب تجربی	زمان تناوب تحلیلی	
۱۲/۴۲	۱۷/۰۶	۱۷/۰۱	۱۷/۰۳	۱۷/۰۱	۱۶/۹۹	۱۶/۹۸	۱۶/۹۶	in01-xyz
۱۲/۴۳	۱۷/۰۵	۱۷/۰۱	۱۷/۰۳	۱۷/۰۱	۱۶/۹۹	۱۶/۹۸	۱۶/۹۸	in01-yxz
۱۶/۰۰	۱۹/۹۵	۱۶/۸۴	۱۹/۴۲	۱۶/۸۵	۱۶/۸۹	۱۶/۸۷	۱۶/۷۷	in02-xyz
۱۶/۰۱	۱۹/۹۵	۱۶/۸۷	۱۸/۷۴	۱۶/۸۶	۱۶/۸۹	۱۶/۸۷	۱۶/۷۷	in02-yxz
۱۷/۸۸	۲۰/۰۰	۱۳/۵۹	۲۰/۰۰	۱۶/۸۶	۱۹/۴۸	۱۶/۸۷	۱۶/۷۷	in03-xyz
۱۷/۸۹	۲۰/۰۰	۱۳/۶۰	۲۰/۰۰	۱۶/۸۶	۱۹/۴۶	۱۶/۸۷	۱۶/۷۷	in03-yxz

- Behavior of Slender Buildings, Regarding How to Satisfy Drift Control Criteria,” *M.Sc. Thesis, Sadrol-Moteallehin Institute of Higher Education, Tehran, 2011* (in Persian).
- [3] Afzal-Soltani, R.; “Investigation of Applying Privacy Control Effects of Shifting on Seismic Behavior of Buildings,” *M.Sc. Thesis, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran, 2012* (in Persian).
- [4] Valamanesh, V.; “Three-dimensional Non-linear Seismic Analysis of Buildings by Endurance Time Method,” *Ph.D. Dissertation, Sharif University of Technology, Tehran, Iran, 2010* (in Persian).
- [5] Hosseini-Hashemi, B.; “Investigation of Vertical Component Effects of Acceleration on Building Construction,” *International Institute of Earthquake Engineering and Seismology* (in Persian).
- [6] No. 370 a Journal; “Instructions of Seismic Retrofitting for Existing Buildings,” 2006 (in Persian).
- [7] Geramin, M. and Mahdizadeh, K.; “Evaluation of Damage Index for Buildings,” *Journal of Strengthening and Improving Industry*, No. 3, pp. 47–53, 2007 (in Persian).
- [8] Firouzbakht, M.; Vosoughifar, H. R. and Erfani, S.; “Introduction of a High Performance Seismic Damage Index from Existing Analytical Indicators,” *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, Vol. 13, Nos. 1–2, pp. 23–34, 2010 (in Persian).
- [9] Naderi, M.; Rezaeian, A. and Tanoursaz, M.; “Evaluation of the Vulnerability Index for Steel Bending Frames before and after Seismic Retrofitting with Steel Braces and Shear Walls,” *Structure and Steel Journal of Science and Research*, Vol. 6, No. 8, pp. 17–31, 2010 (in Persian).
- [10] Vamvatsikos, D. and Cornell, C. A.; “Direct Estimation of the Seismic Demand and Capacity of MDOF Systems through Incremental Dynamic Analysis of an SDOF Approximation,” *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, No. 4, pp. 589–599, 2005.
- جرم هر طبقه، نباید از مقادیر مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ فراتر رود. در تبصره ذیل بند ۲-۵-۴، طراح در محاسبه تغییر مکان‌های نسبی هر طبقه در استفاده از زمان تناوب تحلیلی یا تجربی دارای اختیار شده است و به عبارتی دیگر، مقدار برش پایه طراحی ساختمان را می‌توان بدون در نظرگیری محدودیت‌های مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان تعیین نمود. یعنی در مرحله کنترل تغییر مکان نسبی طبقات می‌توان از زمان تناوب تحلیلی به جای زمان تناوب تجربی استفاده نمود و این زمان تناوب می‌تواند بزرگتر از ۱/۲۵ برابر زمان تناوب بدست آمده از روابط تجربی باشد. در این راستا و به منظور بررسی رفتار سازه‌های کنترل شده با زمان تناوب تحلیلی و زمان تناوب تجربی در فعالیت حاضر، چهار سازه فولادی ۵، ۸، ۱۰ و ۱۵ طبقه با قاب خمشی ویژه در نظر گرفته شد و شاخص خرابی پارک و آنگ آن‌ها تحت شتابنگاشت‌های مقیاس شده سری in روش زمان دوام و همچنین زمان رسیدن اولین عضو سازه به حد نهایی آن تحت این شتابنگاشت‌ها مورد بررسی قرار گرفت.
- همان‌گونه که در سازه‌های بررسی شده مشاهده می‌شود، سازه‌های طراحی شده بر اساس تبصره ذیل بند ۲-۵-۴ استاندارد ۲۸۰۰ و زمان تناوب تحلیلی علاوه بر این که به فولاد کمتری نسبت به سازه‌های طراحی شده بر اساس زمان تناوب تجربی نیاز دارند، در تحلیل‌های غیرخطی سه مؤلفه‌ای تحت شتابنگاشت‌های سری in روش زمان دوام که بر اساس روش موجود در استاندارد ۲۸۰۰ در زمان هدف  $t=10$  ثانیه مقیاس شده‌اند، شاخص خرابی پارک و آنگ کمتری داشته و بنابراین، دارای رفتار لرزه‌ای مناسبتری هستند. همچنین سازه طراحی شده بر اساس زمان تناوب تحلیلی در این سازه‌ها زمان فروریزش ریزش بیشتری داشته است که با توجه به ماهیت شتابنگاشت‌های زمان دوام، شدت<sup>۱</sup> (PGA) بزرگتری را تا لحظه فروریختن کامل تحمل کرده است. در مورد سازه پنج طبقه، این مقدار در سازه طراحی شده بر اساس زمان تناوب تحلیلی و زمان تناوب تجربی بسیار به یکدیگر نزدیک بوده و تفاوت چندانی با یکدیگر ندارند و اختلاف زمان دوام در این طراحی‌ها در سازه‌های بلندتر بیشتر است.
- به طور کلی، می‌توان چنین نتیجه‌گیری نمود که سازه‌های طراحی شده بر اساس تبصره ذیل بند ۲-۵-۴ استاندارد ۲۸۰۰ و زمان تناوب تحلیلی، علاوه بر این که به طراحی سازه سبکتری می‌انجامد، رفتار لرزه‌ای بهتری را نیز از خود نشان می‌دهند و در مورد سازه‌های بلندتر، این بهبود رفتار مشهودتر است.

#### ۸- مراجع

- [1] Regulations of Resistant Design of Buildings against Earthquake, Standard 2800, 3<sup>rd</sup> Edition, *Building and Housing Research Center, 2005* (in Persian).
- [2] Mir-Kazemi, S. S.; “Investigating the Seismic

<sup>1</sup> Peak Ground Acceleration

- Analysis Procedure, FEMA-440, Table C-2.
- [14] Hariri-Ardebili, M. A.; Zarringhalam, Y. and Yahyai, M.; "Comparison of Endurance Time Analysis and Incremental Dynamic Analysis in Estimation of SMRFs Responses," *JSCE*, 2013.
- [15] Park, Y. J.; Reinhorn, A. M. and Kunnath, S. K.; "Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings," *Proceeding of 9<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japon, Vol. 8, 1988.
- [11] Estekanchi-Homayoon, E.; Vafai, A. and Riahi, H. T.; "Endurance Time Method: from Ideation to Application," *Proceedings of a U.S.-Iran Seismic Workshop*, Irvine, California, pp. 205-218, 2009.
- [12] Estekanchi, H. E.; Vafai, A. and Sadeghazar, M.; "Endurance Time Method for Seismic Analysis and Design of Structures," *Scientia Iranica*, Vol. 11, No. 4, pp. 361-370, 2004.
- [13] Federal Emergency Management Agency, Improvement of Nonlinear Static Seismic