



کنترل ضوابط محدودیت تغییر مکان جهت بهبود رفتار لرزه‌ای سازه‌ها

مجید محمدی^{۱*}، سپهر غلامی^۲

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۵ اسفند ۱۳۹۲
بازنگری: ۵ خرداد ۱۳۹۵
پذیرش: ۱۲ مرداد ۱۳۹۵
ارائه آنلاین: ۱۵ آبان ۱۳۹۵

کلمات کلیدی:

ضوابط کنترل تغییرمکان
قاب خمشی فولادی ویژه
شاخص خرابی
زمان دوام

چکیده: امروزه روش معمول در طراحی ساختمان به این صورت است که طراحی آن بر اساس بارهای وارد و ضوابط نیرویی موجود در آیین‌نامه انجام می‌شود، سپس تغییر مکان طبقات سازه با مقادیر مجاز مقایسه می‌گردد و در صورت نیاز قسمتهایی از سازه تقویت می‌شود تا این ضوابط در همه طبقات برآورده شود. تاکنون ملاک خاصی برای یافتن مناسبترین اعضایی که با تقویت آن‌ها، این ضوابط به بهترین شکل ارضا شوند وجود ندارد و بنابراین به هنگام طراحی سازه روش‌های مختلفی برای ارضای ضوابط کنترل تغییرمکان بهکار می‌رود که مطالعات گذشته نشان داده است اگرچه برخی از این روشها منجر به ارضای ضوابط آیین‌نامه می‌شود اما عملکرد لرزه‌ای سازه را با چالش مواجه نموده است. در این تحقیق راهکاری برای ارضای منطقی ضوابط کنترل تغییرمکان ارائه و در چند سازه فولادی قاب خمشی ویژه لاغر نشان داده شده است که راهکار ارائه شده نسبت به روش‌های موجود، به سازه با رفتار لرزه‌ای بهتر منجر می‌شود. برای مقایسه رفتار لرزه‌ای سازه‌های مورد مطالعه از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی استفاده شد که ملاک مقایسه نیز شاخص خرابی و زمان دوام در نظر گرفته شده است.

۱- مقدمه

یکی از مهم‌ترین مراحل در طراحی سازه‌ها، طراحی و کنترل آن‌ها در برابر جابجایی نسبی طبقات و پایداری جانبی آن‌ها می‌باشد که این موضوع به خصوص در ساختمان‌های بلند و ساختمان‌هایی که دارای قاب خمشی می‌باشند، از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. مسئله عمده در طراحی در برابر بار باد یا زلزله محدود کردن آسیب‌ها و جلوگیری از آسیب‌های انسانی و جانی است و هدف اصلی قابل استفاده نگاه داشتن سیستم می‌باشد [۱]. جابجایی جانبی بیش از حد و کنترل نشده در سازه می‌تواند مشکلات سازه‌ای مهمی ایجاد نماید که مشاهدات تجربی و پاسخ دینامیکی تئوریک نشان داده‌اند که ارتباط مستقیمی میان جابجایی نسبی بین طبقات و پتانسیل خسارت و آسیب‌های سازه‌ای وجود دارد که خود این مسئله رفتار لرزه‌ای سازه‌ها را نیز تحت تأثیر قرار می‌دهد. آیین‌نامه‌های مختلف برای جلوگیری از آسیب‌های جدی به ساکنین محدودیت‌های مختلفی از جمله محدودیت در جابجایی نسبی را ارائه کرده‌اند. در استاندارد ۲۸۰۰ ایران این محدودیت در قالب بند ۲-۵-۴ و تبصره ذیل این بند نمود می‌یابد و طراح را در استفاده از زمان تناوب تجربی یا تحلیلی مخیر می‌سازد [۲]. لازم به ذکر است که

زمان تناوب تجربی بر اساس فرمول‌های ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران و زمان تناوب تحلیلی بر مبنای سازه مدل شده با نرم‌افزار تعیین می‌شود. اما آیین‌نامه‌های لرزه‌ای در خصوص نحوه‌ی ارضای ضوابط کنترل تغییرمکان و یا چگونگی تقویت المان‌ها، صحبتی را به میان نیاورده‌اند. به عبارت دیگر ممکن است چندین حالت برای ارضای این ضوابط وجود داشته باشد اما اینکه کدامیک به سازه‌ای با رفتار لرزه‌ای بهتر منجر گردد امری است که نیاز به بررسی بیشتری دارد.

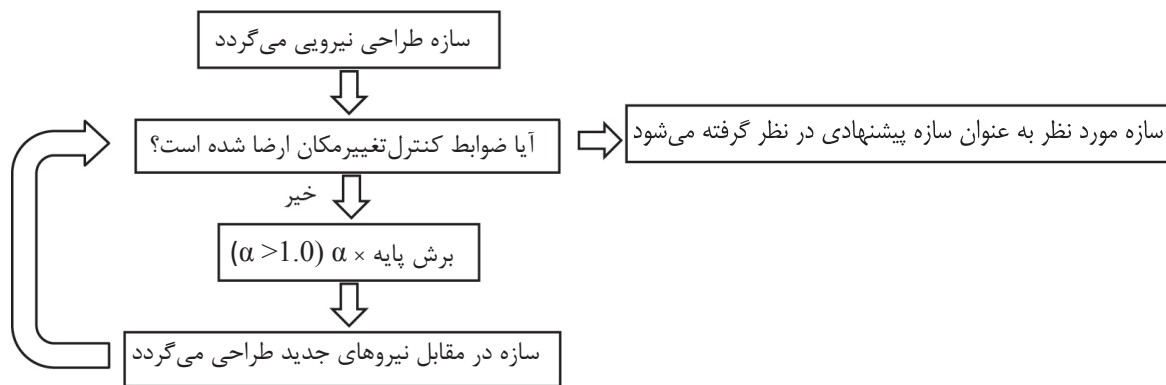
مطالعات گذشته در زمینه بررسی ضوابط کنترل تغییر مکان، برای قاب‌ها نشان داده است که قاب‌های کنترل تغییرمکان شده با استفاده از زمان تناوب تحلیلی ضمن داشتن وزن پایین‌تر، دارای رفتار لرزه‌ای بهتری هستند [۳]. سپس این مطالعات در چند سازه سه بعدی منظم فولادی و لاغر مورد بررسی قرار گرفت و در آن‌ها نیز مشاهده گردید که نتایج به دست آمده در مورد قاب‌های دوبعدی نیز در اینجا معتبر است و سازه‌های کنترل تغییرمکان شده با استفاده از زمان تناوب تحلیلی، ضمن داشتن وزن پایین‌تر رفتار لرزه‌ای بهتری دارند [۴]. ارضای ضوابط کنترل تغییرمکان از مناظر دیگر نیز حائز اهمیت بوده است به گونه‌ای که در برخی از تحقیقات نیز تلاش شده است تا با استفاده از بهینه‌سازی برخی از توابع از جمله هزینه ساخت، ضوابط یاد شده ارضا گردد [۵].

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: m.mohammadigh@iiees.ac.ir

۲- روش پیشنهادی

مطابق این روش که دارای چند مرحله است، ابتدا ضوابط کنترل تغییر مکان در سازه اعمال می‌شود و در صورتی که سازه جواب نداد ضریب برش پایه به میزان اندکی افزایش می‌یابد و مقاطع اعضای سازه‌ای برای نیروهای جدید مجدداً تعیین می‌شود. کمترین مقدار افزایش برش پایه که در آن ضوابط کنترل تغییر مکان برای همه طبقات ارضا گردد به عنوان ضریب روش پیشنهادی انتخاب می‌گردد. در این روش به منظور توزیع بهتر نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان، مطابق بند ۳-۳-۱ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای موجود، از توزیع غیرخطی برش استفاده می‌شود [۷]. در شکل ۱ الگوریتم استفاده از روش پیشنهادی نشان داده شده است [۶].

بر اساس مطالعات انجام شده که جزئیات آن در ادامه خواهد آمد، میزان افزایش برش پایه برای سازه‌های موجود بین ۲۰ تا ۲۵ درصد می‌باشد که طی این افزایش عمده طبقاتی که دارای مشکل بودند، ضوابط کنترل تغییر مکان را ارضا می‌کند و افزایش بیشتر این ضریب بیش از آنکه باعث ارضای این ضوابط شود باعث افزایش وزن سازه‌ها می‌گردد.



شکل ۱: الگوریتم روش پیشنهادی [۶]

Fig.1. A proposed method algorithm [6]

به عنوان زمان دوام قلمداد گردد [۹]. در این روش تاکنون چندین سری توابع برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها تولید شده‌اند که هر کدام دارای ویژگی‌های خاصی هستند و با توجه به شرایط ژئوتکنیکی مناطق مختلف و برای اهداف گوناگون تهیه شده‌اند و اخیراً پیشرفت‌هایی در زمینه تحلیل‌های چندجهته لرزه‌ای در ناحیه غیرخطی و طراحی بر مبنای عملکرد در سازه‌ها نیز ایجاد شده است [۱۰]. به طور کلی روش زمان دوام با ارائه تخمین مناسب از پاسخ سازه در شدت تحریک‌های مختلف متناسب با طیف طرح مورد نظر در هر تحلیل تاریخیچه زمانی موجب صرفه‌جویی قابل ملاحظه در تعداد تحلیل‌های لازم جهت ارزیابی سازه می‌شود. در مقایسه با روش‌های خطی و غیرخطی استاتیکی و روش تحلیل مودی (استفاده از طیف پاسخ)، به علت نوع تحلیل که تاریخیچه زمانی است هیچگونه محدودیتی در مقابل لحاظ کردن پیچیدگی‌های رفتاری از قبیل کمانش، شکست، ترک، تغییر شکل‌های

در این تحقیق تلاش می‌گردد تا ضمن ارائه راهکاری برای ارضای ضوابط کنترل تغییر مکان، که در ادامه از آن به عنوان روش پیشنهادی یاد می‌شود به ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌های ۸، ۱۰، ۱۲ و ۱۵ طبقه فولادی لاغر و منظم یک بار مطابق بند ۲-۵-۴ استاندارد ۲۸۰۰ (استفاده از زمان تناوب تجربی)، بار دیگر مطابق تبصره ذیل بند ۲-۵-۴ (استفاده از زمان تناوب تحلیلی) و مطابق روش پیشنهادی این تحقیق پرداخته شود [۶]. برای ارزیابی میزان خسارت وارده بر سازه با مقایسه شاخص خرابی آن‌ها با یکدیگر و برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها از روش زمان دوام استفاده گردیده است. نتایج به دست آمده حاکی از آن است که استفاده از روش پیشنهادی می‌تواند منجر به ارتقای رفتار لرزه‌ای این دسته از سازه‌ها گردد (در خصوص سازه‌های نامنظم اظهار نظر قطعی نمی‌توان نمود). در قسمت‌های بعدی، مطالب بیشتری از جزئیات روش پیشنهادی، روش زمان دوام، فرضیات مدل‌سازی، صحت سنجی نتایج و معیارهای ارزیابی عملکرد سازه ارائه می‌شود.

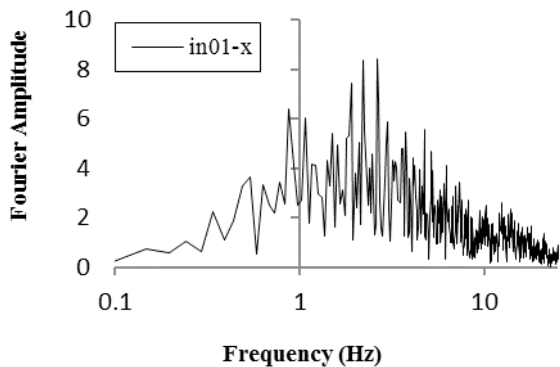
۳- روش زمان دوام

روش زمان دوام در واقع یک روش تحلیلی نوآورانه‌ای است که با صرف کمترین هزینه محاسباتی ممکن، بیشترین اطلاعات را از عملکرد سازه در اختیار قرار می‌دهد. این روش که از تست ورزشی که متخصصین قلب و عروق برای ارزیابی وضعیت جسمی بیماران یا ورزشکاران الهام گرفته شده است، برای اولین بار توسط استکانچی و همکاران مطرح شد [۸]. روش زمان دوام، در واقع یک تحلیل بار افزون دینامیکی ساده می‌باشد که تلاش می‌کند مقاومت لرزه‌ای سازه‌ها را با تحلیل آن‌ها تحت یک تحریک دینامیکی فزاینده از پیش طراحی شده بررسی کند. در این روش پاسخ‌های اصلی سازه نظیر تغییر مکان نسبی طبقات و یا شاخص‌های خرابی گوناگون دیگر می‌تواند در طول آنالیز اندازه گیری شود و مدت زمانی که سازه از ابتدای تحلیل تا لحظه خرابی یا رسیدن به شاخص مورد نظر تجربه می‌کند

۴- مشخصات توابع شتاب مورد استفاده

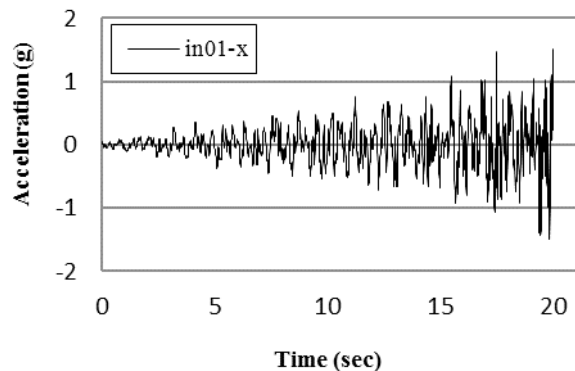
همانطور که پیش‌تر اشاره شد، تاکنون توابع شتاب گوناگونی برای تحقق اهداف روش زمان دوام تولید شده است. یکی از توابعی که برای انجام تحلیل‌های سه‌بعدی تهیه شده، توابع شتاب سری \dot{m} می‌باشد [۱۲] که در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته‌است. این سری از توابع براساس کلیه شتابنگاشت‌های واقعی معرفی شده در FEMA ۴۴۰ [۱۳] برای زمین نوع C (معادل خاک نوع ۲ استاندارد ۲۸۰۰ ایران) تهیه شده است. در این حالت سه مجموعه سه تایی با نام‌های $\dot{m}0.1$ تا $\dot{m}0.3$ و دارای مؤلفه‌های X ، Y و Z (که در مجموع ۹ تابع شتاب را تشکیل می‌دهند) از توابع شتاب سازگار با مؤلفه‌های رکورد زلزله در ناحیه غیرخطی با ضرایب کاهش ۲۰ و $R=1, 2, 4, 8$ تعداد نقاط ۷۱ نقطه در دوره تناوب‌های تا ۵ ثانیه و ۹ نقطه در دوره تناوب‌های تا ۵۰ ثانیه تولید شده‌اند. شکل کلی توابع شتاب تولید شده در روش زمان دوام مطابق شکل ۲-الف می‌باشد. در این شکل، مؤلفه X توابع سری اول رکوردهای \dot{m} به همراه طیف فوریه آن به عنوان نمونه آورده شده است.

با مقایسه شکل ۲-ب با رکوردهای واقعی زلزله مشاهده می‌شود که محتوای فرکانسی رکوردهای روش زمان دوام در محدوده ۰/۱ تا ۱۰ هرتز بسیار شبیه به رکوردهای زلزله‌های واقعی می‌باشد [۶].



ب) طیف فوریه

b.) Fourier spectrum



الف) مؤلفه X توابع سری اول روش زمان دوام

a.) Component "x" of first series function of ET method

شکل ۲: رکورد $\dot{m}x0.1$ روش زمان دوام به همراه طیف فوریه آن [۶]

Fig.2. $\dot{m}x0.1$ record of ET method with Fourier spectrum [6]

انرژی پسماند^۲ تلف شده در سازه، خصوصیات مودال مانند فرکانس، شکل مودی و میزان سختی برای تعیین خرابی سازه‌ها استفاده می‌کنند و هدف همگی آن‌ها داشتن مفهومی ساده، ارائه یک تعبیر فیزیکی مناسب از وضعیت سازه و جامع بودن برای استفاده در سیستم‌های مختلف سازه‌ای می‌باشد. یکی از مهم‌ترین شاخص‌های خرابی که تاکنون برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها ارائه شده است، شاخص خرابی پارک و انگ می‌باشد که ابتدا برای سازه‌های بتنی مطرح شد و به دلیل مفهوم فیزیکی آشکار و استفاده آسان

۵- شاخص خرابی

یکی از روش‌های موجود برای تخمین خسارت ایجاد شده در سازه، استفاده از توابعی به نام شاخص خرابی می‌باشد. شاخص‌های خرابی معمولاً به صورت کمیته بین صفر تا یک تعریف می‌گردند که عدد صفر بیانگر عدم خرابی و عدد یک بیانگر خرابی کامل می‌باشد و با حرکت از عدد صفر به سمت یک میزان خرابی افزایش می‌یابد. تاکنون شاخص‌های متنوعی معرفی شده‌اند که هر یک از آن‌ها مفاهیم خاصی مانند جابجایی نسبی طبقات،

² Hysteresis

از آنجایی که موضوع اصلی این تحقیق، بررسی ضوابط کنترل تغییرمکان بر روی ساختمان‌ها می‌باشد، لذا از سیستم قاب خمشی ویژه استفاده گردید که دارای بیشترین ضریب رفتار (R) بوده تا ضوابط نیرویی در حد کمترین حد خود (با توجه به وجود R در مخرج کسر $C=ABI/R$) و ضوابط کنترل تغییرمکان در بیشترین حد خود (با توجه به وجود R به صورت مستقیم در $\gamma R \Delta_w$) می‌باشد که در رابطه ۲-۱۴ بند ۳-۵-۲ اثرگذار باشد. در صورت اضافه شدن تعداد زیادی دهانه به سازه نیز، اثر ضوابط کنترل تغییرمکان به شدت کاهش می‌یابد و همان ضوابط نیرویی تعیین‌کننده خواهد بود. بنابراین به نظر می‌رسد سازه‌هایی را که دارای چنین ویژگی باشند را می‌توان با تعداد طبقات و طول دهانه متفاوت مورد ارزیابی قرار داد.

بر اساس چگونگی ارضای ضوابط کنترل تغییرمکان، سه سری سازه برای هر یک از سازه‌های فوق به دست آمد که عبارتند از:

۱- سازه کنترل شده شده با زمان تناوب تجربی که کنترل دریافت طبقات آن با استفاده از بند ۲-۵-۴ استاندارد ۲۸۰۰ ایران انجام شده است و در ادامه به اختصار از آن تحت عنوان "T تجربی" یاد می‌شود.
 ۲- سازه کنترل شده شده با زمان تناوب تحلیلی که کنترل دریافت طبقات آن با استفاده از تبصره ذیل بند ۲-۵-۴ استاندارد ۲۸۰۰ ایران انجام شده است و در ادامه به اختصار از آن تحت عنوان "T تحلیلی" یاد می‌شود.

۳- سازه کنترل شده با روش پیشنهادی که نحوه محاسبه آن در بخش ۲ ذکر شده و در ادامه به اختصار از آن تحت عنوان "پیشنهادی" از آن یاد می‌شود. لازم به ذکر است که میزان افزایش برش پایه در این حالت، برای سازه‌های ۸ و ۱۰ طبقه برابر ۲۰ درصد و برای سازه‌های ۱۲ و ۱۵ طبقه برابر ۲۵ درصد می‌باشد.

برای طراحی سازه‌های فوق، کلیه ضوابط مندرج در آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۲] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۶] اعمال گردیده و از نرم افزار Etabs V۹,۷,۴ [۱۷] استفاده شده است. بارگذاری سازه‌ها بر اساس مبحث ششم مقررات ملی [۱۸] بار مرده ساختمان، برابر ۶۵۰ kg/m^2 ، وزن مرده بام ۵۵۰ kg/m^2 ، وزن زنده طبقات $۲۰۰ \text{ m}^2/\text{kg}$ و وزن زنده طبقه بام برابر ۱۵۰ kg/m^2 در نظر گرفته شده است. مشخصات سازه‌های طراحی شده در جدول ۱ آمده است. همانطور که از این جدول مشخص است، سازه کنترل شده با زمان تناوب تحلیلی کمترین وزن را در میان سازه‌ها دارد و سازه کنترل شده با روش پیشنهادی با اعدادی نزدیک به آن در جایگاه دوم قرار گرفته است.

از آن، این شاخص برای سازه‌های فولادی نیز قابل استفاده می‌باشد. این شاخص مطابق رابطه ۱ به صورت ترکیبی از تغییر شکل حداکثر و اثرات بارگذاری تکرارشونده برای یک عضو سازه‌ای بیان می‌شود [۱۴].

$$D_{P\&A} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE_h \quad (۱)$$

در این رابطه δ_m بیشترین تغییر شکل تجربه شده، δ_u تغییر شکل نهایی المان، P_y مقاومت جاری شدن المان، dE_h مقدار انرژی هیستریسیس جذب شده بوسیله المان در طول تاریخچه پاسخ و β پارامتر ثابت مدل می‌باشد که برای پارامتر β مقدار ۰/۱ برای زوال پیشنهاد شده است.

این شاخص قابل تعمیم به طبقات و کل سازه با استفاده از ضرایب وزنی مبتنی بر انرژی هیستریسیک تلف شده می‌باشد که در روابط ۲ تا ۵، نحوه محاسبه آن برای طبقات و کل سازه ارائه شده است [۱۵].

$$D_{story} = \sum [(\lambda_i)_{component} (D_i)_{component}] \quad (۲)$$

$$D_{overall} = \sum [(\lambda_i)_{story} (D_i)_{story}] \quad (۳)$$

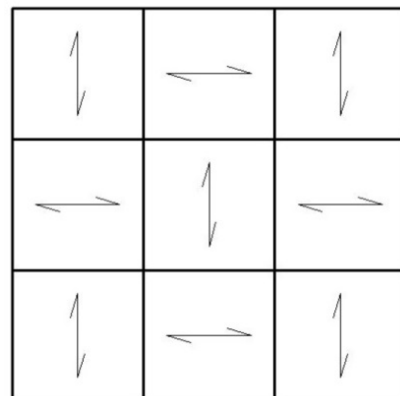
$$(\lambda_i)_{component} = \left(\frac{E_i}{\sum E_j} \right)_{component} \quad (۴)$$

$$(\lambda_i)_{story} = \left(\frac{E_i}{\sum E_j} \right)_{story} \quad (۵)$$

به دلیل کاربرد فراوان این شاخص توسط محققین گوناگون این شاخص ملاک ارزیابی رفتار سازه‌ها قرار گرفت.

۶-۶- مدلسازی و فرضیات

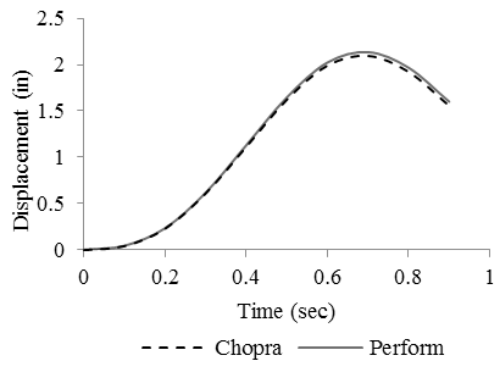
جهت بررسی اثر نحوه اعمال ضوابط کنترل تغییر مکان، چهار ساختمان فولادی لاغر با سیستم قاب خمشی ویژه با تعداد طبقات ۸، ۱۰، ۱۲ و ۱۵ و دارای پلانی کاملاً منظم مطابق با شکل ۳ که عرض تمامی دهانه‌ها ۵ متر و ارتفاع تمامی طبقات ۳ متر است، در نظر گرفته شد.



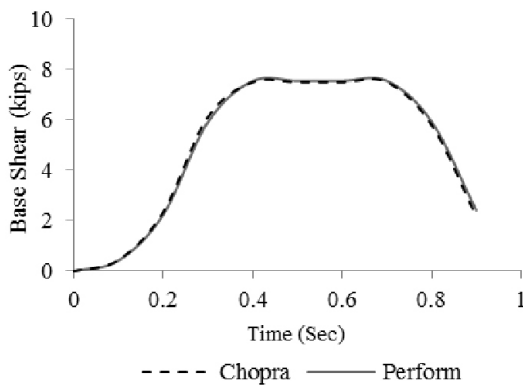
شکل ۳: پلان در نظر گرفته شده و جهت توزیع نیروها [۶]

Fig.3. Considered plan and force distribution direction [6]

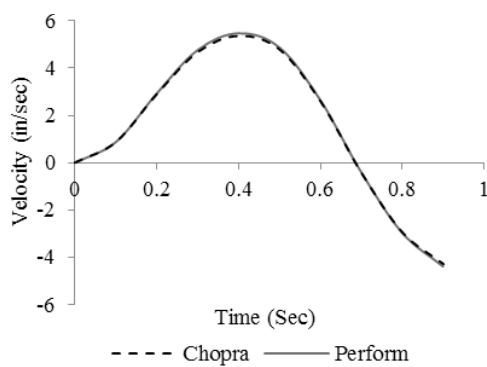
گرفته شد. در این مثال، سازه ای یک درجه آزادی تحت اثر بار نیم سینوسی و رفتار نیرو-تغییر مکان مشخص، تحلیل می‌گردد و پاسخ‌های سازه به صورت دقیق محاسبه می‌گردد. پس از مدل‌سازی آن در نرم افزار پرفرم مشاهده گردید که پاسخ‌های به دست آمده از نرم‌افزار با حل دستی کاملاً همخوانی دارد. برای کسب اطلاع بیشتر از جزئیات مدل‌سازی می‌توان به مرجع [۶] مراجعه نمود. در شکل ۴ نتایج مربوط به پاسخ‌های ارائه شده به صورت دقیق و نتایج مربوط به نرم افزار، ترسیم گردیده است [۶].



الف) تغییر مکان
a.) displacement



ب) برش پایه
b.) Base shear



ج) سرعت
c.) Velocity

شکل ۴: مقایسه نتایج به دست آمده ناشی از حل دقیق و نرم‌افزار پرفرم
Fig 4. Comparison of exact solution with Perform3-D software

جدول ۱: مشخصات سازه‌های طراحی شده [۶]

Table 1. Designed building properties [6]

T	وزن کل (تن)	وزن ستون (تن)	وزن تیر (تن)		
۰/۸۶۷	۱۱۴/۸۰	۵۸/۱۵	۵۶/۶۴	T تجربی	طبقه ۸
۱/۷۶۴	۹۲/۱۱	۴۶/۹۳	۴۵/۱۸	T تحلیلی	
۱/۷۶۴	۹۳/۲۹	۴۵/۷۹	۴۷/۵۰	پیشنهادی	
۱/۰۲۵	۱۵۲/۱۶	۷۴/۶۴	۷۷/۵۲	T تجربی	طبقه ۱۰
۲/۰۰	۱۲۳/۰۵	۶۲/۳۰	۶۰/۷۵	T تحلیلی	
۲/۰۰	۱۲۴/۱۱	۶۱/۱۶	۶۲/۹۵	پیشنهادی	
۱/۱۷۵	۱۹۰/۸۸	۹۳/۶۷	۹۷/۲۱	T تجربی	طبقه ۱۲
۲/۲۶	۱۵۵/۵۱	۷۸/۸۰	۷۶/۷۰	T تحلیلی	
۲/۲۶	۱۶۰/۹۶	۷۸/۸۶	۸۲/۱۰	پیشنهادی	
۱/۳۹	۳۰۰/۹۷	۱۷۱/۹۵	۱۲۹/۰۲	T تجربی	طبقه ۱۵
۲/۵۳	۲۴۹/۴۸	۱۴۶/۱۴	۱۰۳/۳۴	T تحلیلی	
۲/۵۳	۲۵۱/۹۰	۱۴۰/۷۳	۱۱۱/۱۶	پیشنهادی	

همچنین به منظور ارزیابی سازه‌ها، رکوردهای استفاده شده در این تحقیق تا زمان ۱۰ ثانیه (که زمان هدف رکوردهای زمان دوام است) بر اساس بند ۲-۴-۱-۲ استاندارد ۲۸۰۰ مقیاس شدند [۲]. مطابق روند آیین‌نامه، ضریب مقیاس برای مؤلفه‌های افقی محاسبه و از دو سوم همان ضریب مقیاس برای مؤلفه قائم زلزله استفاده شده است. لازم به ذکر است که در روند مقیاس کردن با توجه به در نظرگیری رفتار غیرخطی سازه (در مفاصل پلاستیک) نیازی به در نظرگیری اثر $1/R$ نیست. بدین ترتیب ضریب مقیاس برای سازه ۸ طبقه و سری اول رکوردهای in روش زمان دوام، برای مؤلفه‌های افقی برابر ۰/۲۸ و برای مؤلفه‌های قائم برابر ۰/۱۸ به دست می‌آید. سایر ضرایب مقیاس نیز به همین ترتیب به دست می‌آیند.

پس از مقیاس نمودن رکوردها، مفاصل پلاستیک به المان‌ها برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی آن‌ها بر اساس معیارهای معرفی شده در آیین‌نامه ۴۱-۰۶-ASCE اختصاص یافت [۱۱]. سپس با توجه به مطالب بیان شده در قسمت‌های قبل، تحلیل‌های تاریخچه زمانی سه مؤلفه‌ای غیرخطی بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان (نشریه ۳۶۰)، برای رکوردهای سری in روش زمان دوام و ضرایب مقیاس به دست آمده انجام شد و بدین منظور از نرم افزار Perform-3D [۱۹] استفاده گردید. صحت نتایج این نرم‌افزار در حوزه غیرخطی در ادامه ارائه شده است.

به منظور بررسی صحت نتایج خروجی نرم افزار پرفرم در انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، از مثال ۵-۶ کتاب دینامیک سازه‌ها [۲۰] کمک

جدول ۲: میانگین شاخص خرابی برای کلیه سازه‌ها تحت رکوردهای in [6]

Table 2. The average time of calculated damage index for all structures under "in" records [6]

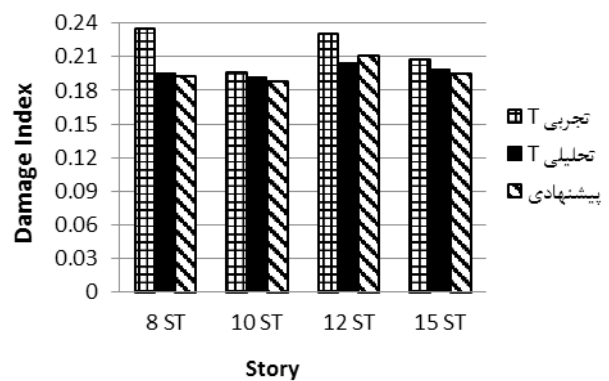
تعداد طبقات	T تجربی	T تحلیلی	پیشنهادی	درصد بهبود نتایج نسبت به مدل مبنا
۸	۰/۲۳۵۱	۰/۱۹۵۱	۰/۱۹۲۱	+۳٪
۱۰	۰/۱۹۶۲	۰/۱۹۱۵	۰/۱۸۷۷	+۲٪
۱۲	۰/۲۳۰۴	۰/۲۰۴۶	۰/۲۱۰۷	-۲٪
۱۵	۰/۲۰۷۵	۰/۱۹۹۳	۰/۱۹۵۴	+۲٪

لازم به توضیح است در جدول ۲ و جدولی که در ادامه خواهند آمد، خانه‌هایی از جدول که بیانگر معیار عملکردی مناسب‌تری هستند، با رنگی دیگر متمایز شده‌اند. همچنین اعداد مثبت در ستون آخر جدول، بیانگر بهبود رفتار لرزه‌ای و اعداد منفی بیانگر تنزل رفتار لرزه‌ای سازه می‌باشد.

بررسی دیگری که در مورد این سازه‌ها انجام گرفته است، زمان دوام سازه‌ها با توجه به ماهیت روش زمان دوام می‌باشد. برای محاسبه زمان دوام مربوط به اولین گذر دررفت یکی از طبقات سازه از محدوده ایمنی جانی (LS)، رکوردها به سه برابر رکوردهای مقیاس شده در قسمت محاسبه شاخص‌خرابی افزایش یافت؛ و در حالت دوم و سوم یعنی زمان اولین گذر دررفت یکی از طبقات سازه از آستانه فروریزش (CP) و زمان شروع خرابی پیش‌رونده، رکوردها به چهار برابر رکوردهای مقیاس شده در قسمت محاسبه شاخص خرابی افزایش یافت. این افزایش از آن جهت بود که برای تعدادی از رکوردهای روش زمان دوام، زمان دوام سازه‌ها، در حالت دوم و سوم بیشتر از طول رکورد می‌شد و بنابراین قضاوت مناسبی برای ارزیابی رفتار سازه‌ها امکان‌پذیر نبود.

شکل‌های ۶-الف تا ۶-د مربوط به منحنی پاسخ زمان دوام برای میانگین مقادیر حداکثر دررفت طبقات تحت کلیه رکوردهای سری in در حالت LS برای سازه‌های موجود می‌باشد. با مشاهده نمودارهای شکل ۶ ملاحظه می‌گردد که در کلیه سازه‌ها، میانگین منحنی‌های پاسخ زمان دوام در سازه کنترل شده با زمان تناوب تجربی، به طور کلی بالاتر از دو سازه دیگر است و منحنی پاسخ زمان دوام در سازه کنترل شده با روش پیشنهادی به جز سازه ۱۵ طبقه پایین‌تر از دو سازه دیگر می‌باشد که این موضوع حاکی از بهتر بودن رفتار لرزه‌ای سازه می‌باشد.

پس از انجام تحلیل، میانگین شاخص‌های خرابی پارک و انگ کلی در پایان رکورد محاسبه شده که نتایج آن برای سازه‌های موجود در جدول ۲ و شکل ۴ ارائه شده است. لازم به ذکر است که در هر بخش از محاسبات، سازه‌ها شش بار تحت تحریک‌های مختلف قرار می‌گیرند. بنابراین در توابع سری in، در اولین تحلیل، inX۰۱ در راستای X، inY۰۱ در راستای Y و inZ۰۱ در راستای Z اعمال می‌شود. در دومین تحلیل، inX۰۱ در راستای Y، inY۰۱ در راستای X و inZ۰۱ در راستای Z اعمال می‌شود. به همین ترتیب برای سری‌های دوم و سوم رکوردهای in تحلیل انجام می‌شود و بدین ترتیب با شش بار تحلیل سازه به روش زمان دوام و میانگین‌گیری از نتایج به دست آمده، پاسخ سازه به دست می‌آید.

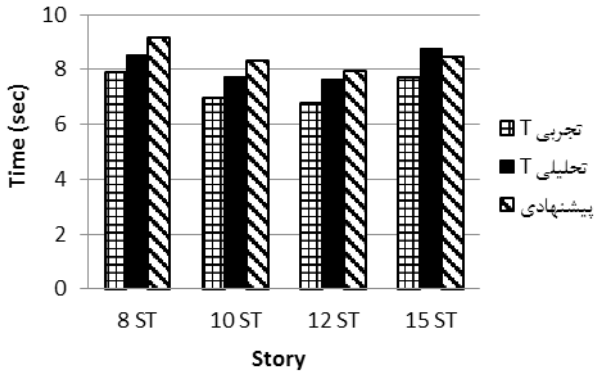


شکل ۵: میانگین شاخص خرابی برای کلیه سازه‌ها تحت رکوردهای in [6]

Fig.5. The average time of calculated damage index for all structures under "in" records [6]

همانطور که از شکل ۵ پیداست، شاخص خرابی سازه کنترل شده با زمان تناوب تجربی در همه سازه‌ها دارای بیشترین مقدار و سازه کنترل شده با روش پیشنهادی به طور عمده دارای کمترین مقدار می‌باشد. در جدول ۲ نیز مقدار دقیق شاخص خرابی برای هر سری از سازه‌ها و درصد بهبود نتایج نسبت به مدل مبنا ارائه شده است. همانطور که در مقدمه نیز اشاره گردید، طی مطالعات پیشین، سازه‌های کنترل شده با زمان تناوب تحلیلی نسبت به سازه‌های کنترل شده با زمان تناوب تجربی دارای رفتار لرزه‌ای بهتری هستند. در این تحقیق، این دسته از سازه‌ها مبنای محاسبات قرار گرفت و نتایج مربوط به سازه پیشنهادی نسبت به آن سنجیده می‌شود. با میانگین‌گیری از ستون آخر جدول ۲، مشاهده می‌گردد که سازه کنترل شده با روش پیشنهادی در حدود ۱/۳٪ باعث ارتقای رفتار لرزه‌ای سازه نسبت به مدل مبنا می‌شود.

در شکل ۷، میانگین زمان گذر دریفت طبقات از حد $2/5\%$ ، نشان داده شده است. همانطور که از شکل ۷ مشخص است، میانگین زمان گذر دریفت یکی از طبقات سازه از حد $2/5\%$ (گذر سازه از سطح عملکرد LS)، به طور عمده در سازه کنترل شده با روش پیشنهادی، بیشترین زمان را دارد.



شکل ۷: میانگین زمان گذر دریفت سازه از حد $2/5\%$ [۶]

Fig.7. The average time when story drift exceed the 2.5% [6]

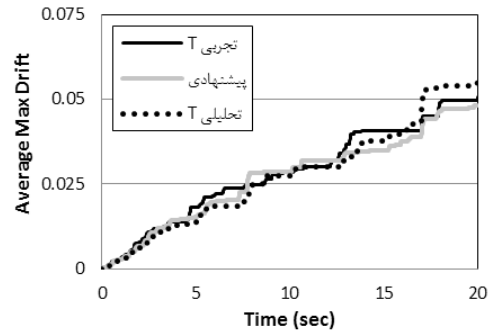
در جدول ۳ نیز نتایج مربوط به میانگین زمان گذر دریفت سازه از حد $2/5\%$ به صورت دقیق و درصد بهبود نتایج نسبت به مدل مینا ارائه شده است. با میانگین گیری از ستون آخر جدول ۳، مشاهده می‌گردد که سازه کنترل شده با روش پیشنهادی در حدود $3/55\%$ باعث ارتقای رفتار لرزه‌ای سازه نسبت به مدل مینا گردیده است.

جدول ۳: میانگین زمان گذر دریفت سازه از حد $2/5\%$ [۶]

Table 3. The average time when story drift exceed the 2.5% [6]

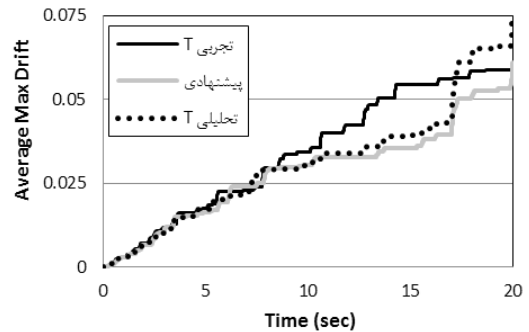
درصد بهبود نتایج نسبت به مدل مینا	پیشنهادی	T تحلیلی	T تجربی	تعداد طبقات
+۷٪	۹/۱۴	۸/۵۵	۷/۸۷	۸
+۷/۵٪	۸/۳۳	۷/۷۵	۶/۹۴	۱۰
+۳/۷٪	۷/۹۳	۷/۶۵	۶/۷۶	۱۲
-۴٪	۸/۴۴	۸/۷۸	۷/۷۳	۱۵

در ادامه در شکل‌های ۸-الف تا ۸-د مربوط به منحنی پاسخ زمان دوام برای میانگین مقادیر حداکثر دریفت طبقات تحت کلیه رکوردهای سری in در حالت CP برای سازه‌های موجود آورده شده است. با مشاهده نمودارهای شکل ۸ ملاحظه می‌گردد که در کلیه سازه‌ها، میانگین منحنی‌های پاسخ زمان دوام در سازه کنترل شده با زمان تناوب تجربی، به طور کلی بالاتر از دو سازه دیگر است و منحنی پاسخ زمان دوام در سازه کنترل شده با روش پیشنهادی پایین‌تر از دو سازه دیگر است که این موضوع نشان از بهتر بودن رفتار لرزه‌ای سازه می‌باشد.



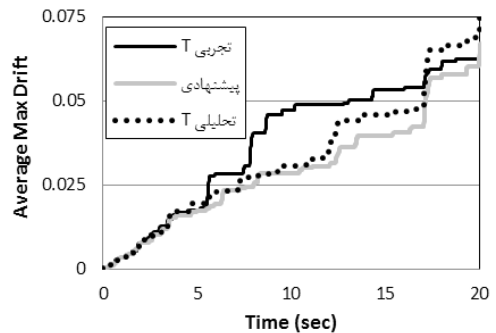
الف) ۸ طبقه

a.) 8 story



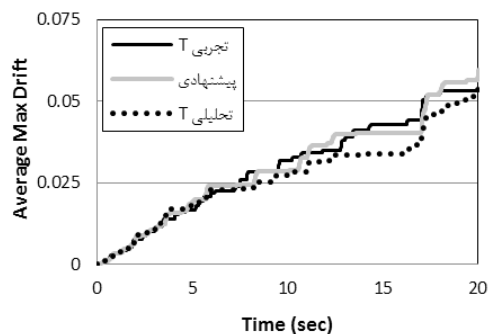
ب) ۱۰ طبقه

b.) 10 story



ج) ۱۲ طبقه

c.) 12 story



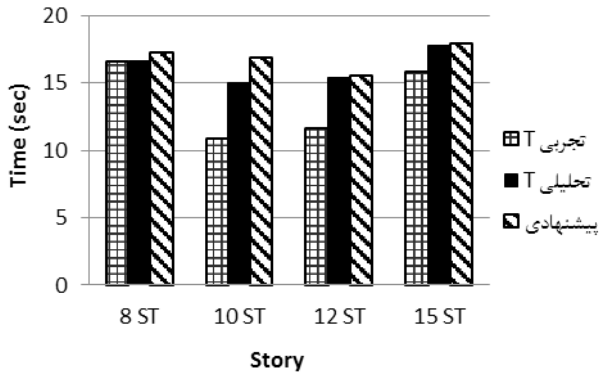
د) ۱۵ طبقه

d.) 15 story

شکل ۶: منحنی پاسخ زمان دوام برای میانگین مقادیر حداکثر دریفت طبقات تحت کلیه رکوردهای سری in در حالت LS [۶]

Fig.6. ET response curve for average of maximum story drift under all "in" series records in LS performance level [6]

در شکل ۹، میانگین زمان گذر دررفت طبقات از حد ۵٪، نشان داده شده است. همانطور که از شکل ۹ مشخص است، میانگین زمان گذر دررفت یکی از طبقات سازه از حد ۵٪ (گذر سازه از سطح عملکرد CP)، در کلیه سازه‌ها، سازه کنترل شده با روش پیشنهادی دارای زمان بالاتری می‌باشد.



شکل ۹: میانگین زمان گذر دررفت سازه از حد ۵٪ [۶]

Fig.9. The average time when story drift exceeded the 5% [6]

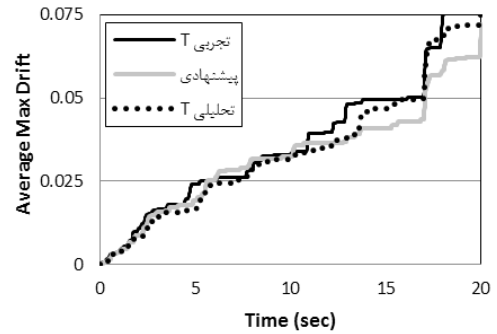
در جدول ۴ نیز نتایج مربوط به میانگین زمان گذر دررفت سازه از حد ۵٪ به صورت دقیق و درصد بهبود نتایج نسبت به مدل مبنا ارائه شده است. با میانگین گیری از ستون آخر جدول ۴، مشاهده می‌گردد که سازه کنترل شده با روش پیشنهادی در حدود ۴/۵٪ باعث ارتقای رفتار لرزه‌ای سازه نسبت به مدل مبنا گردیده است.

جدول ۴: میانگین زمان گذر دررفت سازه از حد ۵٪ [۶]

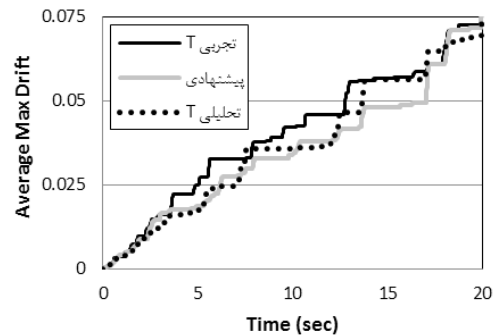
Table 4. The average time when story drift exceeded the 5% [6]

تعداد طبقات	T تجربی	T تحلیلی	پیشنهادی	درصد بهبود نتایج نسبت به مدل مبنا
۸	۱۶/۵۷	۱۶/۶۴	۱۷/۲۸	+۴٪
۱۰	۱۰/۸۱	۱۵/۰۰	۱۶/۸۷	+۱۲٪
۱۲	۱۱/۶۲	۱۵/۴۰	۱۵/۵۳	+۱٪
۱۵	۱۵/۸۰	۱۷/۷۵	۱۷/۹۰	+۱٪

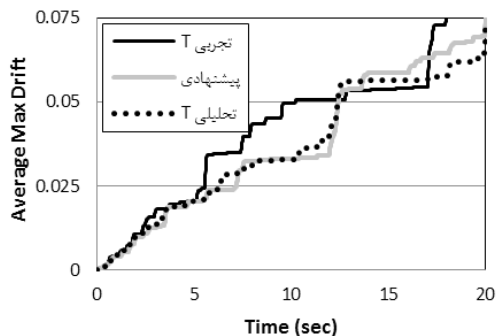
در جدول ۵ و شکل ۱۰ نیز زمان رسیدن اولین المان ستون به حد نهایی ارائه شده است. همانطور که در این شکل مشخص است، برای میانگین زمان رسیدن اولین المان ستون به حد نهایی (زمان شروع خرابی پیش رونده)، نظم مشخصی در نمودارها مشاهده نمی‌گردد.



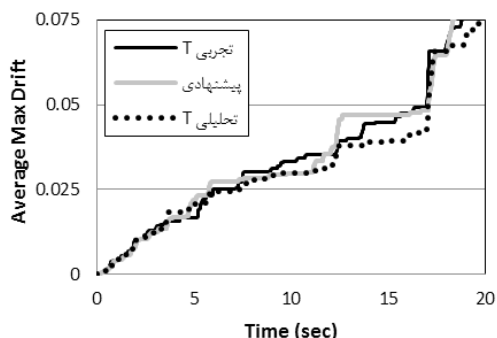
الف) ۸ طبقه
a.) 8 story



ب) ۱۰ طبقه
b.) 10 story



ج) ۱۲ طبقه
c.) 12 story



د) ۱۵ طبقه
d.) 15 story

شکل ۸: منحنی پاسخ زمان دوام برای میانگین مقادیر حداکثر دررفت طبقات تحت کلیه رکوردهای in در حالت CP

Fig.8. ET response curve for average of maximum story drift under all "in" series records in CP performance level

- با مقایسه نتایج مربوط به شاخص خرابی، میانگین زمان اولین گذر دریفت یکی از طبقات سازه به حد ایمنی جانی و آستانه فروریزش، ملاحظه می‌شود که در کلیه سازه‌ها، سازه کنترل شده با زمان تناوب تجربی به رغم داشتن وزن بیشتر رفتار لرزه‌ای نامناسب‌تری دارد.

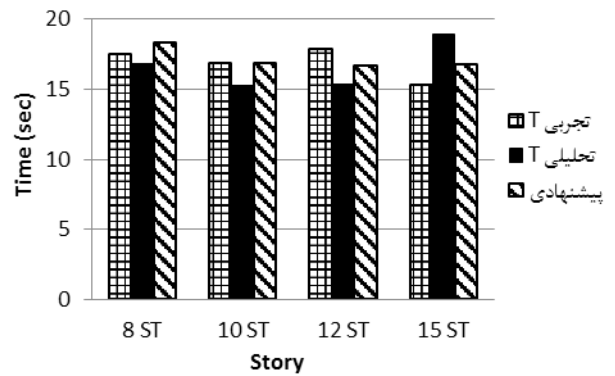
- با در نظرگیری نتایج مربوط به شاخص خرابی، میانگین زمان اولین گذر دریفت یکی از طبقات سازه به حد ایمنی جانی و آستانه فروریزش، به طور عمده سازه کنترل شده با روش پیشنهادی بهترین زمان را دارد. میانگین درصد ارتقای نتایج با استفاده از روش پیشنهادی به ترتیب برابر با ۱/۲۵٪، ۳/۵۵٪ و ۴/۵٪ می‌باشد.

- با در نظرگیری وزن سازه‌ها نیز ملاحظه می‌شود که سازه کنترل شده با روش پیشنهادی با داشتن وزنی نزدیک به سازه تحلیلی در جایگاه دوم قرار دارد و بیشترین وزن مربوط به سازه کنترل شده با زمان تناوب تجربی می‌باشد.

بنابراین به طور کلی، استفاده از روش پیشنهادی این تحقیق نسبت به روش‌های دیگر موجود، باعث توزیع بهتر نیرو در طبقات سازه، تسریع در روند طراحی و کنترل ضوابط تغییر مکان در سازه‌ها، ایجاد سازه منظم‌تر و دارای رفتار لرزه‌ای بهتر می‌باشد و می‌توان آن را به طور کلی سازه مطلوب‌تری دانست. همچنین سازه کنترل شده با زمان تناوب تجربی ضمن داشتن وزن بالاتر، شاخص خرابی بیشتر و نامناسب بودن رفتار آن در حوزه عملکردی، سازه‌ای با رفتار لرزه‌ای بدتر می‌باشد.

۷- مراجع

- [1] Naeim, F.; Seismic Design Handbook, Kluwer Academic Publishers, 2001.
- [2] Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No.2800-84, 3rd Edition, Building and Housing Research Center, 2005 (in persian).
- [3] Mir-Kazemi, S. S; Mohammadi, M.; Investigating the influence and strengthening procedure due to drift controlling criteria on nonlinear seismic behavior of slender steel frames, Journal, journal of Sharif university of technology, 2-30(4.2)-pp. 53-63-2014 (in Persian).
- [4] 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).
- [5] Zou, X.K., Chan, C.M., An optimal resizing technique for seismic drift design of concrete buildings subjected to response spectrum and time history loadings, Computers and Structures, 83(19), pp. 1689-1704, 2005.
- [6] Gholami, S.; A proposed method to satisfy code drift criteria to achieve SMRF slender buildings with higher seismic performance, M.Sc. Thesis, International



شکل ۱۰: زمان رسیدن اولین المان ستون به حد نهایی [۶]

Fig.10. The average time when first plastic hinge occur in the column [6]

جدول ۵: زمان رسیدن اولین المان ستون به حد نهایی [۶]

Table 5. The average time when first plastic hinge occur in the column [6]

تعداد طبقات	T تجربی	T تحلیلی	پیشنهادی
۸	۱۷/۵۶	۱۶/۸۱	۱۸/۳۲
۱۰	۱۶/۸۷	۱۵/۲۷	۱۶/۸۴
۱۲	۱۷/۸۸	۱۵/۴۱	۱۶/۶۶
۱۵	۱۵/۲۹	۱۸/۹۷	۱۶/۸۳

۷- نتایج

در این تحقیق سعی شده است تا روشی ساده و در عین حال کاربردی برای ارضای ضوابط کنترل تغییر مکان در سازه‌های منظم لاغر ارائه گردد. بررسی این موضوع به کمک روش زمان دوام و استفاده از تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی سه‌بعدی به عنوان دقیق‌ترین روش برای ارزیابی سازه پیگیری شد. بدین منظور ۴ سازه فولادی منظم و لاغر با تعداد طبقات ۸، ۱۰، ۱۲ و ۱۵ طبقه دارای قاب خمشی ویژه با ۳ دهانه ۵ متری در هر جهت و ارتفاع طبقات ۳ متر، در نظر گرفته شد و در هر گروه از سازه‌های فوق پس از طراحی، جابجایی نسبی طبقات آن‌ها یک‌بار با استفاده از بند ۲-۵-۴ استاندارد ۲۸۰۰ ایران (استفاده از زمان تناوب تجربی)، بار دیگر با استفاده از تبصره ذیل این بند (استفاده از زمان تناوب تحلیلی) و با استفاده از روش پیشنهادی این تحقیق انجام شد. سپس رفتار لرزه‌ای سازه‌های فوق با مقایسه شاخص خرابی پارک و انگ با یکدیگر و زمان دوام آن‌ها در سه حالت گوناگون، یعنی زمان اولین گذر دریفت یکی از طبقات سازه از حد ۲/۵٪ (گذر از سطح عملکرد ایمنی جانی)، زمان گذر اولین دریفت یکی از طبقات سازه از حد ۵٪ (گذر از سطح عملکرد جلوگیری از آستانه فروریزش) و زمان رسیدن اولین المان ستون به حد نهایی (شروع خرابی پیش رونده) انجام شد. در این پژوهش سازه کنترل شده با زمان تناوب تحلیلی به عنوان مدل مبنا برای ارزیابی نتایج لحاظ شد و بدین ترتیب نتایج ذیل حاصل گردید:

- 440.
- [14] 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).
- [15] Park, Y. J.; Reinhorn, A. M. and Kunnath, S. K.; Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings, *Proceeding of 9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japon, Vol. 8, 1988.
- [16] Iranian National Building Code, Part 10: Design and Construction of steel buildings, 2009 (in Persian).
- [17] ETABS Nonlinear V9.7.4. Extended 3D analysis of building system, Computers and Structures Inc, CA, 2011.
- [18] Iranian National Building Code, Part 6: Loads in buildings, 2009 (in Persian).
- [19] PERFORM-3D V4.0.3. Nonlinear analysis and performance assessment of 3D structures, Computers and Structures Inc, CA, 2007.
- [20] Chopra, A.K. *Dynamics of Structures*, university of California, Second Edition, New Delhi, 2002.
- Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran, 2013 (in Persian).
- [7] Code No. 360; Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, 2007 (in Persian).
- [8] 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.
- [9] Estekanchi, H. 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.
- [10] estekanchi, H. E et al; Recent advances in seismic assessment of structures by endurance time method, *PEER*, pp. 289-302, 2010.
- [11] ASCE standard, Seismic rehabilitation of existing buildings, ASCE/SEI 41-06.
- [12] Valamanesh, V.; Three-dimensional Non-linear Seismic Analysis of Buildings by Endurance Time Method, Ph.D. Thesis, Sharif University of Technology, Tehran, Iran, 2010 (in Persian).
- [13] Federal Emergency Management Agency, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedure, FEMA

Please cite this article using:

M. Mohammadi, S. Gholami, "A Proposed Method to Satisfy Code Drift Criteria to Achieve Building with Higher Seismic Performance". *Amirkabir J. Civil Eng*, 49(2) (2017) 227-236.

DOI:10.22060/ceej.2016.686

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

