

نگرش محاسباتی بر تغییرات جابجایی نسبی در تخمین تقاضای لرزه‌ای اسکلت های قاب محیطی خمشی میان مرتبه

سامان خلیلی^۱، افشین مشکوه الدینی^{۲*}، جعفر کیوانی قمصری^۳

۱- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

۲- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

۳- دانشیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

چکیده

پاسخ‌های لرزه‌ای سازه‌ها با استفاده از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی محاسبه می‌شوند. روش دینامیکی غیرخطی با وجود دقت مناسب در برآورد تقاضای لرزه‌ای، نیاز به محاسبات گسترده و پیچیده داشته و حساس به ماهیت رکوردهای زلزله نیز می‌باشد. روش‌های استاتیکی غیر خطی نیز پاسخ‌های لرزه‌ای سازه‌ها را با یک دامنه خطا برآورد می‌نمایند. کاربرد مدل تحلیلی محیط پیوسته، یک روش محاسباتی جایگزین در تخمین نیاز لرزه‌ای سازه‌ها است. چنانچه رفتار لرزه‌ای سازه با اندرکنش دو کنسول معادل خمشی و برشی مدل سازی شود، می‌توان یک روند تحلیلی را بر اساس روابط فرم بسته تدوین نمود. در این تحقیق؛ مدل‌های مطالعاتی با دو سیستم قاب خمشی محیطی ترکیبی و دسته شده، بصورت سازه‌های ۱۰ طبقه بوده که در پلان و ارتفاع، منظم می‌باشند. بازه تغییرات پاسخ‌های لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی توسط مدل فرم بسته ترکیبی دو کنسول خمشی- برشی محاسبه می‌شود. سپس این نتایج با پاسخ‌های بدست آمده از آنالیزهای خطی و غیر خطی تاریخچه زمانی تحت رکوردهای سه مولفه‌ای زلزله با ماهیت نیرومند جهت داری شکست، مقایسه گردیده است. درباره ویژگی‌های رکوردهای حوزه نزدیک می‌توان به باند فرکانس‌های پایین پر انرژی، وجود حرکت پالس گونه با پررود بلند و روند سریع آزاد شدن انرژی جنبشی ارتعاشات نیرومند زمین، اشاره نمود. نتایج این پژوهش بیانگر تخمین دست بالا و با دقت نسبی برای پارامترهای نیاز لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی است.

کلمات کلیدی: پاسخ دینامیکی غیر خطی، پارامتر نیاز دریافت، قاب خمشی محیطی دسته شده، قاب خمشی محیطی ترکیبی، رکورد سه مولفه‌ای.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2018.129310.1547	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2018.129310.1547	۱۳۹۷/۰۶/۳۰	۱۳۹۷/۰۴/۱۶	۱۳۹۷/۰۴/۰۲	۱۳۹۶/۰۳/۱۳	۱۳۹۷/۰۲/۱۰
افشین مشکوه الدینی					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی: meshkat@khu.ac.ir	
meshkat@khu.ac.ir						

Computational Notification of Relative Displacement Variations in Estimation of Seismic Demand of Mid-Rise Moment Frame Skeletons

Saman Khalili¹, Afahin Meshkat-Dini^{2*}, Jafar Keyvani Ghamsari³

1- PhD Student, Kharazmi University, Tehran, Iran

2- Assistant Professor, Kharazmi University, Tehran, Iran

3- Associate Professor, Kharazmi University, Tehran, Iran

ABSTRACT

Dynamic time history analysis methods are commonly used to determine the seismic responses of structures. Despite their ability to somewhat precisely estimate seismic demand, nonlinear dynamic methods require extensively complex computations and are sensitive to the nature of earthquake records. Nonlinear static analysis methods also estimate the seismic responses of structures within an error range. The continuum analytical model is an alternative computation method for estimation of the seismic demand of structures. If the seismic behaviour of a structure is modeled based on the interaction between the equivalent flexural and shear cantilevers, it is possible to develop an analytical procedure based on the closed-form equations. In this study, the studied models were prepared using a hybrid and a bundled moment framed tube skeletons as 10-story structures which are symmetric and regular with plan and height. The variations range of seismic responses of the studied structures was calculated using the closed-form model of flexural and shear combined cantilever. Then, these results are compared with the response parameters obtained from linear and nonlinear time history analyses subjected the three components earthquake records contain strong forward directivity effects. Some of the characteristics of near-field records are powerful low-frequency band, pulse-like motions with long periods, rapid release of kinetic vibration energy in a short period, and ratio of peak velocity to peak acceleration. This research results denote the presence of an overestimation on the seismic demand parameters with relative precision.

ARTICLE INFO

Received: 30/04/2018

Revised: 23/06/2018

Accepted: 07/08/2018

Keywords:

Nonlinear

Dynamic Response

Drift Demand

Bundled Tube

Hybrid Framed Tube

Three Component Record

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2018.129310.1547

*Corresponding author: Afshin Meshkat-Dini.

Email address: meshkat@khu.ac.ir

۱- مقدمه

دستیابی به نتایج حاصل از تحلیل سازه‌ها به مقاصد طراحی و یا مقاوم سازی سازه‌های موجود همواره مورد توجه مهندسان بوده است. بهرحال دقت برآورد این پاسخ‌ها تاثیر بسیار زیادی بر طرح اقتصادی و در عین حال مطمئن سازه‌ها خواهد داشت. دقیق ترین روند جهت دست یابی به پاسخ‌های سازه‌ای تحت تحریکات رکوردهای زلزله، روش‌های تحلیل دینامیکی غیر خطی می‌باشند. این روش‌ها اثرات دینامیکی بارهای وارد بر سازه را در کنار رفتار غیر الاستیک از جنبه‌های غیر خطی مصالح و هندسی در نظر گرفته و پاسخ‌های دقیق لرزه‌ای را نتیجه می‌دهند. لازم به ذکر است که این پاسخ‌ها از پس عملیات حجیم کامپیوتری در حل معادلات دیفرانسیل همبسته حاکم بر حرکت سازه چند درجه آزادی بدست می‌آیند که این خود مبین زمان‌بر بودن انجام تحلیل دینامیکی غیر خطی می‌باشد [۵-۱]. همچنین نیروی موثر زلزله در تخمین تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها به روش تحلیل دینامیکی غیر خطی، بطور مستقیم از رکورد زلزله انتخابی حاصل می‌گردد که وابستگی این روش تحلیلی به رکورد زلزله انتخابی را در پی خواهد داشت. استفاده از طیف طرح استاندارد در آیین نامه‌های طراحی لرزه‌ای در حقیقت تلاشی در راستای کاهش این وابستگی است. روش‌های استاتیکی غیر خطی از سوی محققان مختلف به عنوان جایگزین روش‌های دینامیکی غیر خطی در تخمین سریع تر و با دقت کافی پاسخ‌های سازه‌ای معرفی گردیدند. روش‌های تحلیل استاتیکی غیر خطی سازه‌ها، نیروهای وارد بر سازه از سوی زمین در طی تحریکات آن را بصورت ایستا و یک جهته در نظر گرفته و این خود باعث کاهش قابل ملاحظه حجم عملیات مورد نیاز در دستیابی به پاسخ از دیدگاه چنین روش‌هایی می‌گردد [۵-۱۱].

در روش‌های استاتیکی غیر خطی، سازه مورد نظر تحت الگوی بار ثابت آن قدر پوش داده می‌شود تا تغییر مکان هدف متناظر با نقطه عملکرد سازه به مقدار از پیش تعیین شده برسد. نکته دیگر آن که ساختار و دامنه پاسخ لرزه‌ای با استفاده از روش‌های تحلیل استاتیکی غیر خطی بسیار سریعتر از روش‌های تحلیل دینامیکی غیر خطی بدست می‌آید. همچنین این پاسخ‌ها با توجه به استاتیکی لحاظ کردن الگوی بار جانبی فزاینده در روش‌های تحلیل استاتیکی غیر خطی؛ بطور معمول در برآورد تقاضای لرزه‌ای سازه‌های بلند و نامتقارن موفق عمل نمی‌نمایند. پژوهشگران مختلف در صدد ارتقاء این گونه روش‌ها به گونه‌ای برآمدند که پاسخ‌های بدست آمده مشابهت بیشتری را با پاسخ‌های دقیق تحلیل دینامیکی غیر خطی داشته باشد. روش‌هایی چون آنالیز پوش آور مودال، روش N2 توسعه یافته و روش‌های بهنگام شده با معیار تعمیم یافته تغییر مکان از جمله روش‌های استاتیکی غیر خطی پیشرفته‌ای بوده اند که در راستای نزدیک شدن به پاسخ‌های روش دینامیکی غیر خطی توسعه داده شده‌اند [۱۰-۱۳].

به جهت دستیابی به برآورد تقاضای لرزه‌ای مناسب در زمان کوتاه تر، تحقیقات فراوانی به انجام رسید که استفاده از پروفیل‌های پاسخ از جمله نتایج حاصل از چنین پژوهش‌هایی می‌باشد. در این رویکرد پاسخ‌های لرزه‌ای سازه‌ها در ارتفاع و پلان با استفاده از یک پروفیل از پیش طراحی شده و با جایگزینی خصوصیات دینامیکی سازه بدست می‌آیند. ساختار و پیکربندی این پروفیل‌ها از نتایج حاصل از روش‌های دینامیکی غیر خطی و برای بازه وسیعی از مطالعات عددی، درون‌یابی می‌شوند. بدین لحاظ برای استفاده از آنها دیگر نیازی به انجام آنالیزهای دوباره نمی‌باشد. با توجه به نحوه درونیابی هر پروفیل، دقت آن در برآورد تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها با سیستم‌های مقاوم مختلف، متفاوت خواهد بود [۱۴ و ۱۵].

در این پژوهش، ابتدا یک پروفیل جابجایی بر پایه خصوصیات دینامیکی سازه معرفی می‌گردد و سپس دقت پاسخ‌های حاصل از این پروفیل جابجایی بر روی سازه‌های با سیستم قاب خمشی محیطی ترکیبی و قاب خمشی محیطی دسته شده مورد سنجش واقع می‌شود. سیستم‌های قاب محیطی به لحاظ اسکلت مقاوم سازه‌ای، دارای شکل پذیری و پایداری دینامیکی قابل توجه می‌باشند. قابلیت دیگر این سیستم مقاوم، بالا بودن مشخصه سختی و مقاومت است. اسکلت مقاوم قاب محیطی خمشی در ساختمان‌های میان مرتبه و بلند کاربرد دارد. همچنین می‌توان از این سیستم مقاوم در جایگزینی با اسکلت‌های قاب مهاربندی شده و یا دیوار برشی، استفاده نمود [۱۶-۱۸]. تدوین مطالعات صورت گرفته در این پژوهش با استفاده از رکوردهای سه مولفه‌ای حوزه نزدیک حاوی اثرات جهت داری پیشرونده، پسرونده و ساکن (خنثی) است. این رکوردها به گونه‌ای انتخاب شده‌اند که خصوصیات ساختگاهی را بخوبی بازتاب بدهند.

۲- پروفیل جابجایی نسبی حداکثر

ساختار ریاضی پروفیل جابجایی نسبی حداکثر، توسط میراندا و همکاران جهت کاهش حجم عملیات مورد نیاز برای برآورد تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها ارائه گردید [۱۹ و ۲۰]. در ایجاد این پروفیل پاسخ نیز از نتایج حاصل از تحلیل قاب‌های سازه‌ای مختلف تحت رکوردهای زلزله و همچنین از پیکره کلی تغییر شکل سازه‌ها تحت بارهای جانبی و توجه به پارامتر سختی استفاده شده است. تغییر مکان بالاترین تراز ارتفاعی سازه‌ی چند درجه آزادی با استفاده از پروفیل جابجایی نسبی حداکثر طبقات به فرم رابطه ۱ قابل محاسبه می‌باشد:

$$u_{roof} = \beta_1 \beta_3 S_d \quad (1)$$

پارامتر u_{roof} جابجایی سقف سیستم چند درجه آزادی، S_d جابجایی طیفی معادل زمان تناوب اصلی سازه بدست آمده از طیف غیر الاستیک و نیز β_1 و β_3 ضرایبی هستند که به ترتیب از روابط ۲ و ۳ قابل حصول می‌باشند:

$$\beta_3 = \frac{u_i}{u_e} = \left[1 + \left(\frac{1}{\mu} - 1 \right) \exp(-12T\mu^{-0.8}) \right]^{-1} \quad (2)$$

ضریب β_3 نسبت حداکثر جابجایی غیر الاستیک (u_i) به حداکثر جابجایی الاستیک سازه (u_e) می‌باشد. در این رابطه μ ضریب شکل پذیری سازه و T زمان تناوب اصلی سازه بر حسب ثانیه خواهند بود.

$$\beta_1 = \frac{\sum_{j=1}^N \psi_j}{\sum_{j=1}^N \psi_j^2} \quad \text{الف} \quad (3)$$

$$\beta_1 = \frac{\sum_{j=1}^N \left(\frac{j}{N} \right)}{\sum_{j=1}^N \left(\frac{j}{N} \right)^2} = \frac{3N}{2N+1} \quad \text{ب}$$

پارامتر N تعداد طبقات سازه است. در رابطه ۲، عبارت "الف" دقیق تر و عبارت "ب" به صورت تقریبی و ساده شده برای توصیف تغییر مکان خطی می‌باشد. همچنین برای ضریب شکل ψ_j نیز مطابق رابطه ۴ می‌توان نوشت:

$$\psi_j = \psi(z_j) = \frac{u(z_j)}{u(H)} \quad (4)$$

z_j برابر با ارتفاع طبقه z است و از تراز فندا سیون سازه اندازه گرفته می‌شود. N برابر با تعداد طبقات در ساختمان و H برابر با ارتفاع کل ساختمان می‌باشد. همچنین $u(z_j)$ و $u(H)$ به ترتیب تغییر مکان جانبی در سطح طبقه z و تغییر مکان جانبی محاسبه شده در تراز بام است. به بیانی دیگر ضریب شکل را می‌توان به شکل رابطه ۵ تعریف نمود.

$$\psi(z) = \frac{C_1 \sinh \alpha \frac{z}{H} + C_2 \cosh \alpha \frac{z}{H} + C_3 e^{-\alpha z/H} + C_4 \left(\frac{z}{H} \right)^2 + C_5 \frac{z}{H} + C_6}{C_1 \sinh \alpha + C_2 \cosh \alpha + C_3 e^{-\alpha} + C_4 + C_5 + C_6} \quad (5)$$

پارامتر بدون بعد α ، مقدار مداخله تغییر شکل‌های برشی و خمشی در مدل ساده شده ساختمان‌های چند طبقه را کنترل می‌کند. به طور تقریبی، مقدار α در مدل خمشی خالص برابر با صفر و مقدار ضریب بی نهایت مطابق با مدل برشی خالص است. مقدار این پارامتر با توجه به روابط ارائه شده توسط استفورد اسمیت و همکاران [۱۴] برای سازه‌های مورد مطالعه محاسبه گردیده است. پارامتر a نیز یک عامل بدون بعد است که شکل بار جانبی $w(z)$ را با دامنه ماکزیمم W_{max} کنترل می‌کند. مقدار صفر و ضریب بینهایت a ، به ترتیب مربوط به توزیع بار مثلثی و یکنواخت می‌شود. به همین شکل مقدار a برابر با ۲، ۱۳، مربوط به توزیع بار جانبی سهموی است. این پروفیل پاسخ قادر به ارائه تخمین حداکثر جابجایی نسبی طبقات نیز بوده و برای محاسبه حداکثر جابجایی نسبی طبقات بروش پروفیل جابجایی نسبی حداکثر می‌توان از رابطه ۶ استفاده نمود.

$$w(z) = W_{\max} \frac{1 - e^{-az/H}}{1 - e^{-a}} \quad (۶ - الف)$$

(۶ - ب)

$$IDR_{\max} = \beta_2 \beta_4 \frac{u_{\text{roof}}}{H}$$

پارامتر IDR_{\max} حداکثر جابجایی نسبی طبقات بروش پروفیل پاسخ، u_{roof} حداکثر جابجایی بام به همین روش و بر حسب متر، H ارتفاع سازه بر حسب متر و β_2 و β_4 ضرایبی می‌باشند که از روابط ۷ و ۸ محاسبه می‌گردند:

$$\beta_2 = \max \left[\frac{du(z/H)}{dz} \frac{H}{u\left(\frac{z}{H} = 1\right)} \right] \quad (۷)$$

$$\beta_4 = 1 + \frac{\mu}{30} + \frac{N}{200} \quad (۸)$$

در این رابطه Z هر ارتفاع مورد نظر از سازه می‌باشد. لازم به ذکر است که ضریب β_2 برابر حداکثر میزان عبارت

$$\left[\frac{du(z/H)}{dz} \frac{H}{u\left(\frac{z}{H} = 1\right)} \right]$$

در کل ارتفاع سازه می‌باشد:

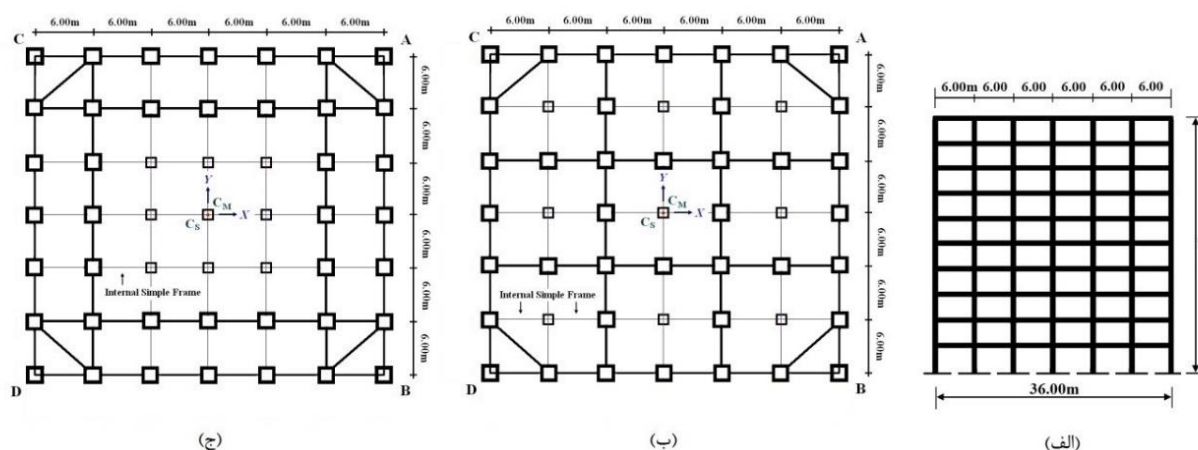
$$\frac{du(z/H)}{dz} \frac{H}{u(H)} = \frac{c_0 \sinh(\alpha_0 z/H) + c_1 \cosh(\alpha_0 z/H) + c_3 + c_4(z/H) + c_5(z/H)^2 + c_6(z/H)^3 + c_7(z/H)^4 + c_8(z/H)^5}{c_0 \cosh(\alpha_0) + c_1 \sinh(\alpha_0) + c_2 + c_3 + c_4 + c_5 + c_6 + c_7 + c_8}$$

در این رابطه C_0 تا C_8 هستند که به مواردی همچون شکل الگوی بارگذاری مورد استفاده، شکل و جنس مقاطع سازه و غیره وابسته می‌باشند [۱۹ و ۲۰].

۳- سازه‌های مورد مطالعه

سازه‌های مورد مطالعه در این پژوهش شامل دو سازه ۱۰ طبقه با سیستم‌های قاب محیطی خمشی ترکیبی و قاب محیطی خمشی دسته شده می‌باشند. این قاب‌ها بر اساس ضوابط طرح لرزه‌ای موجود در ویرایش چهارم آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) و مباحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان طراحی شده‌اند [۲۱-۲۳]. شکل ۱ در بردارنده جزئیات پلان و نمای این قاب‌ها می‌باشد. پلان این سازه‌ها در هر دو جهت X و Y دارای ۶ دهانه به طول ۶ متر است. ارتفاع طبقات به صورت هم اندازه، به طول ۳٫۵ متر و از تراز همکف تا تراز بام، ۳٫۵ متر می‌باشد. پلان طبقات به صورت تیپ و مشابه طبقه اول است. خاک ساختگاه از نوع تیپ ۲ و منطقه پروژه در پهنه بندی با خطر نسبی خیلی زیاد فرض گردیده است.

ضریب رفتار برای سازه‌های مورد مطالعه با قابلیت شکل پذیری متوسط، برابر ۵ لحاظ شده است. بار مرده و زنده اعمالی برای تمام طبقات به ترتیب $۰٫۵ \text{ t/m}^2$ و $۰٫۲ \text{ t/m}^2$ بوده و دیافراگم سقف با سختی بی‌نهایت درون صفحه‌ای نسبت به عناصر قائم باربر جانبی در نظر گرفته می‌شود. پیوند طبیعی برای هر دو مدل $T=۱٫۱۵$ ثانیه و پیوند مود اول تا سوم مدل‌ها و نسبت طیفی مود پیچشی به مود انتقالی در جدول ۱ آورده شده است. پیوند مود انتقالی سازه در مقایسه با پیوند مودهای پیچشی، مقادیر بزرگتری را به خود اختصاص می‌دهند که سبب می‌شود نسبت زمان تناوب سازه از واحد پایین تر محاسبه گردد. این بدین معناست که سازه‌ها با معیار پیچشی سخت عمل می‌نمایند.

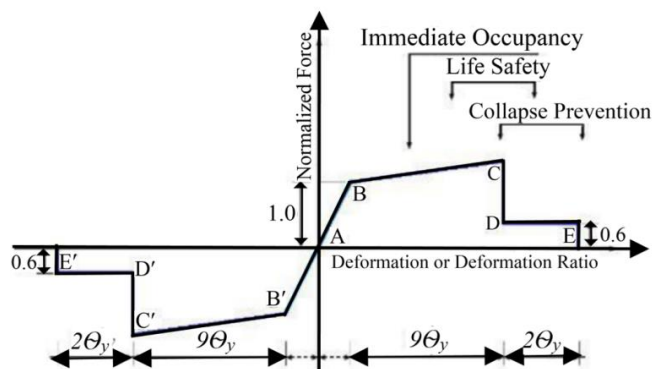


شکل ۱: سازه‌های مطالعاتی قاب محیطی شامل صفحات قاب‌های خمشی (خطوط پر رنگ) و صفحات قاب ساده مفصلی (خطوط نازک):

(الف) نمای سازه ۱۰ طبقه؛ (ب) پلان سازه قاب محیطی خمشی دسته شده؛ (ج) پلان سازه قاب محیطی خمشی ترکیبی

جدول ۱: زمان تناوب سه مود اول سازه‌های مورد مطالعه

سیستم مقاوم باربر جانبی	مود اول (انتقالی)	مود دوم (انتقالی)	مود سوم (پیچشی)	نسبت طیفی مود
قاب محیطی خمشی ترکیبی	۱،۵۹	۱،۵۹	۱،۱۳	۰،۷۱
قاب محیطی خمشی دسته شده	۱،۵۸	۱،۵۸	۱،۲۴	۰،۷۸



شکل ۲: مدل رفتار غیر خطی اعضا بر اساس FEMA 356 [۲۴]

همانطور که پیشتر اشاره گردید مشخصات مقاطع اعضای سازه بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران طراحی شده‌اند و در طراحی آن‌ها معیارهای محدودیت جانبی نسبی لرزه‌ای طبقات، رعایت اصل ستون قوی - تیر ضعیف در نظر گرفته شده است. همچنین در روند مدل سازی سازه‌های مطالعاتی، جهت تعریف رفتار غیر خطی المان‌های تیر و ستون، به ترتیب از مفاصل پلاستیک متمرکز M3 (خمشی) و غیرخطی P-M2-M3 (اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی)، طبق توصیه FEMA356 استفاده شده است [۲۴]. ساختار تحلیلی رفتار غیرخطی مفاصل مذکور در شکل ۲ مشهود می باشد. تمامی تحلیل‌ها توسط نرم افزار SAP2000 انجام شده است [۲۵].

جدول ۲: مشخصات رکوردهای انتخابی

Ground Motion	Component	Duration (sec)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	Magnitude MW	PGV/PGA (sec)	PGD/PGV (sec)
Tabas 1978 Tabas City	LN	30.00	0.836	97.70	39.9	7.4	0.12	0.40
	TR		0.851	121.30	94.5		0.14	0.78
	UP		0.688	45.50	17.0		0.06	0.37
Bam 2003 Bam City	LN	30.00	0.635	59.60	20.7	6.6	0.09	0.34
	TR		0.793	123.70	37.4		0.16	0.30
	UP		0.999	37.66	10.11		0.03	0.26
Northridge 1994 Sylmar (SCS)	LN	30.00	0.897	102.23	45.29	6.7	0.12	0.39
	TR		0.612	117.47	54.16		0.19	0.46
	UP		0.590	34.59	25.04		0.06	0.72
Northridge 1994 Jensen Filter (JFP)	LN	30.00	0.590	91.10	23.97	6.7	0.16	0.26
	TR		0.420	105.97	50.78		0.26	0.48
	UP		0.400	33.91	8.90		0.09	0.26
El Centro 1940 (ELC) - حوزه دور	LN	30.00	0.215	29.66	22.07	6.5	0.14	0.74
	TR		0.313	29.69	13.04		0.10	0.44
	UP		0.205	10.55	8.47		0.05	0.80
Imperial Valley 1979 Delta (DLT) - حوزه دور	LN	30.00	0.238	24.92	9.17	6.4	0.11	0.37
	TR		0.351	30.45	10.34		0.09	0.33
	UP		0.144	5.27	3.24		0.04	0.61
Imperial Valley 1979 Holtville (HVP)	LN	30.00	0.221	49.07	33.94	6.4	0.22	0.69
	TR		0.252	50.02	32.07		0.20	0.64
	UP		0.230	9.62	12.11		0.04	1.25
Imperial Valley 1979 Mexicali (MEX)	LN	30.00	0.260	24.81	3.87	6.4	0.10	0.16
	TR		0.327	42.78	10.30		0.13	0.24
	UP		0.142	5.51	3.23		0.39	0.59

۴- رکوردهای زلزله انتخابی

مجموعه تحلیل های سازه‌های مطالعاتی شکل ۱ با انتخاب و اعمال هشت رکورد سه مولفه‌ای زلزله، صورت گرفته است. این رکوردها بگونه‌ای انتخاب شده‌اند که خصوصیات خاک ساختگاه، شرایط سرعت موج برشی، شدت و اثرات جهت داری را برآورده سازند. جدول ۲ خصوصیات رکوردهای انتخابی را نشان می‌دهد. مولفه‌های سه‌گانه رکوردهای انتخابی به صورت همزمان در جهات X ، Y و Z مدل‌های مطالعاتی اعمال گردیدند. مولفه شتاب راستای صفحه شکست گسل (LN) در امتداد X پلان، مولفه قدرتمند عمود بر صفحه شکست گسل (TR) در امتداد Y پلان و مولفه قائم (UP) نیز در امتداد Z اعمال شدند. نکته دیگر آن که نسبت جابجایی طبقه بدست آمده از تحلیل دینامیکی غیر خطی، بیانگر آن است که این رکوردها قادر به ایجاد رفتار غیر خطی در سازه‌های مطالعاتی می‌باشند.

شایان ذکر است یکی از مهم ترین مسایل در طراحی سازه‌ها، ایجاد هماهنگی میان توانایی مقاومت سازه در برابر رکوردهای نیرومند زلزله، جابجایی های پر قدرت زمین و تقاضای لرزه‌ای می‌باشد [۲۶]. پدیدار شدن ویژگی‌های غیر خطی در رفتار دینامیکی ساختمان‌های واقع در حوزه نزدیک گسل تحت اثر ارتعاشات نیرومند زمین، امری قابل انتظار است. رکوردهای حوزه نزدیک موجب ایجاد نیازهای لرزه‌ای بزرگ در اسکلت مقاوم سازه‌ها می‌گردند. درباره ویژگی‌های رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک می‌توان از ماهیت باند فرکانس‌های پایین پر انرژی، وجود حرکت پالس گونه با پیوند بلند و رفتار ضربه‌ای زمین همراه با روند شدید آزاد شدن انرژی جنبشی ناشی از ارتعاشات نام برد. همچنین از دیگر مشخصه‌های اینگونه رکوردها، وجود حداقل یک اوج مشخص در طیف سرعت زمین است. دامنه زمانی این پالس‌ها به طور معمول از ۱ ثانیه بیشتر بوده و در حدود پیوند اصلی اسکلت مقاوم ساختمان‌های میان مرتبه تا بلند می‌باشد [۲۷-۲۹].

یکی از نمودهای مشخص در تاریخچه زمانی رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک، وجود پالس‌های بلند مدت و اسپایک‌های پر دامنه سرعت است. پدیدار شدن این ساختارها بویژه در ماهیت زمین لرزه‌های دارای اثرات جهت داری پیشرونده، زمانی که مقادیر سرعت گسیختگی

مکانیزم گسل و انتشار موج برشی زلزله، به یکدیگر نزدیک باشند، قابل انتظار است. این ساختارهای موج گونه، انرژی جنبشی بسیار زیادی را در یک بازه زمانی به نسبت کوتاه به سیستم سازه‌ای ساختمان وارد می‌نماید. مطالعات نشان می‌دهند که نتیجه بارز چنین رفتار لرزه‌ای، پدیدار شدن و گسترش سریع مفاصل غیر خطی در اسکلت مقاوم سازه و وارد شدن ویژگی‌های رفتار اعضای باربر به حوزه غیرخطی خواهد بود [۳۰-۳۲].

۵- مطالعه عددی

بررسی قابلیت و توانایی روش فرم بسته پروفیل پاسخ جابجایی در تخمین تقاضای لرزه‌ای اسکلت‌های مقاوم قاب محیطی، یک رهیافت کاربردی برای توصیف رفتار غیرخطی اینگونه سازه‌ها است. پارامترهای رفتار لرزه‌ای سازه‌های مطالعاتی شکل ۱ تحت رکوردهای جدول ۲ بر اساس انجام تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی، ارزیابی گردیده‌اند. نتایج تغییر مکان و دریافت بدست آمده از روش دینامیکی غیر خطی به عنوان نتایج مبنا مورد استفاده واقع می‌شود. سپس نتایج مشابه و با استفاده از پروفیل تغییر مکان نسبی حداکثر برای سازه‌های مذکور تحت بارگذاری با ضرایب شکل بار متفاوت، محاسبه شده‌اند. خطای پروفیل پاسخ در برآورد تقاضای لرزه‌ای هر یک از سازه‌های مطالعاتی نیز از طریق رابطه ۹ محاسبه می‌گردد:

$$E = \frac{R_p - R_{NLRHA}}{R_p} \times 100 \quad (9)$$

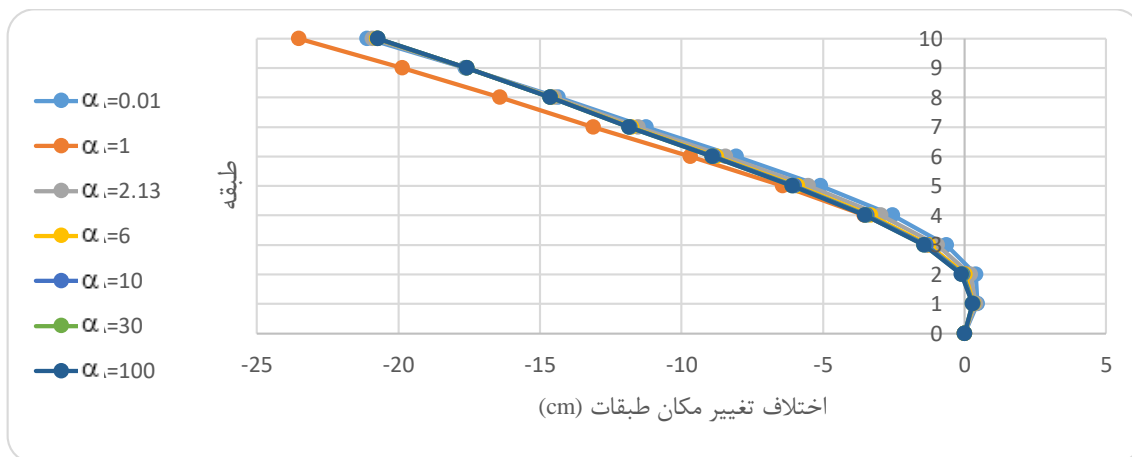
در این رابطه E خطای پروفیل پاسخ در برآورد تقاضای مورد نظر (بر حسب درصد)، R_p میزان پاسخ برآورد شده توسط پروفیل مذکور و R_{NLRHA} پاسخ بدست آمده از روش دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی می‌باشد. نخست، پارامتر بدون بعد α که تبیین کننده مقدار مداخله تغییر شکل‌های برشی و خمشی در مدل ساده شده ساختمان‌های چند طبقه است، بر اساس روابط ارائه شده توسط استافورد اسمیت و همکاران [۱۴] برای هر دو مدل مطالعاتی برابر با ۲٫۷ محاسبه گردید. سپس میزان تغییر مکان و تغییر مکان نسبی طبقات برای مقادیر مختلف پارامتر بدون بعد α تعیین شد.

مقادیر تغییر مکان طبقات در جدول‌های ۳ و ۴ بر اساس روش دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی و نیز روش فرم بسته پروفیل پاسخ جابجایی با مقادیر متفاوت α در سازه‌های مطالعاتی محاسبه شده‌اند. نتایج مذکور تحت رکورد طبس و در راستای مولفه TR حاصل گردیده است. همچنین در شکل‌های ۳ تا ۶ اختلاف تغییر مکان‌های حاصل از روش دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی و نیز روش فرم بسته پروفیل پاسخ جابجایی تحت رکورد طبس در راستای مولفه‌های LN و TR نمایش داده شده است.

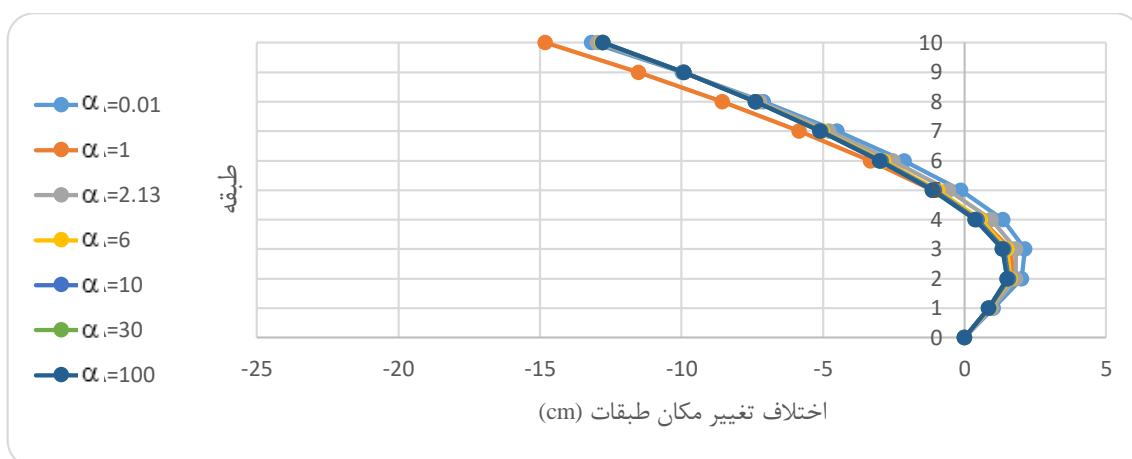
$\alpha=100$	$\alpha=30$	$\alpha=10$	$\alpha=6$	$\alpha=2.13$	$\alpha=1$	$\alpha=0.01$	آنالیز غیر خطی	طبقه
.	ترازی
۱,۳۳۹۵	۱,۳۳۷۵	۱,۳۱۸۴	۱,۲۹۴۱	۱,۲۳۲۰	۱,۲۷۱۹	۱,۱۷۰۹	۱,۶۱۹۱	۱
۴,۶۸۹۹	۴,۶۸۶۱	۴,۶۳۹۱	۴,۵۷۰۸	۴,۳۸۴۷	۴,۵۴۱۳	۴,۱۹۴۱	۴,۵۸۳۱	۲
۹,۲۴۱۳	۹,۲۳۶۹	۹,۱۷۲۵	۹,۰۶۸۹	۸,۷۶۷۲	۹,۱۱۲۱	۸,۴۴۴۹	۷,۸۱۰۹	۳
۱۴,۳۹۶۶	۱۴,۳۹۲۲	۱۴,۳۲۳۵	۱۴,۲۰۴۳	۱۳,۸۳۵۰	۱۴,۴۳۱۰	۱۳,۴۲۳۴	۱۰,۸۸۰۳	۴
۱۹,۷۲۶۸	۱۹,۷۲۲۹	۱۹,۶۶۰۲	۱۹,۵۴۵۴	۱۹,۱۷۰۵	۲۰,۰۶۷۵	۱۸,۷۳۵۵	۱۳,۶۳۸۶	۵
۲۴,۹۴۰۰	۲۴,۹۳۷۰	۲۴,۸۸۶۷	۲۴,۷۹۲۰	۲۴,۴۶۹۴	۲۵,۷۰۰۶	۲۴,۰۸۰۹	۱۶,۰۲۰۴	۶
۲۹,۸۶۰۱	۲۹,۸۵۷۹	۲۹,۸۲۳۴	۲۹,۷۵۸۴	۲۹,۵۳۱۳	۳۱,۱۱۲۳	۲۹,۲۴۹۰	۱۸,۰۰۱۱	۷
۳۴,۴۱۳۴	۳۴,۴۱۲۱	۳۴,۳۹۷۵	۳۴,۳۶۳۵	۳۴,۲۵۶۷	۳۶,۱۸۶۵	۳۴,۱۲۰۰	۱۹,۷۶۷۵	۸
۳۸,۶۲۳۶	۳۸,۶۲۳۲	۳۸,۶۲۲۲	۳۸,۶۲۵۹	۳۸,۶۴۷۶	۴۰,۹۱۴۹	۳۸,۶۷۴۲	۲۱,۰۴۵۳	۹
۴۲,۶۱۳۵	۴۲,۶۱۳۹	۴۲,۶۲۸۹	۴۲,۶۶۶۵	۴۲,۸۱۵۸	۴۵,۴۰۷۹	۴۳,۰۰۷۱	۲۱,۸۹۴۴	۱۰

جدول ۴: جایجایی طبقات مدل قاب محیطی خمشی دسته شده در راستای مولفه TR از رکورد زلزله طبس (cm)

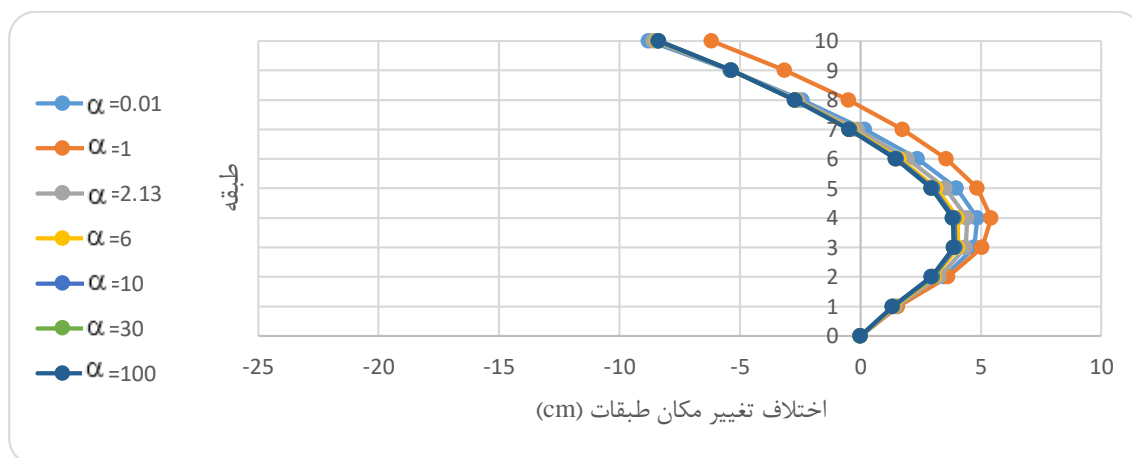
$\alpha=100$	$\alpha=30$	$\alpha=10$	$\alpha=6$	$\alpha=2.13$	$\alpha=1$	$\alpha=0.01$	آنالیز غیر خطی	طبقه
.	ترازی
۱,۳۴۸۸	۱,۳۴۶۸	۱,۳۲۷۵	۱,۳۰۳۰	۱,۲۴۰۵	۱,۲۵۸۹	۱,۱۷۹۰	۲,۱۹۳۸	۱
۴,۷۲۲۳	۴,۷۱۸۵	۴,۶۷۱۱	۴,۶۰۲۴	۴,۴۱۵۰	۴,۴۹۴۹	۴,۲۲۳۱	۶,۲۳۰۱	۲
۹,۳۰۵۲	۹,۳۰۰۸	۹,۲۳۵۹	۹,۱۳۱۶	۸,۸۲۷۸	۹,۰۱۹۰	۸,۵۰۳۲	۱۰,۶۳۶۴	۳
۱۴,۴۹۶۱	۱۴,۴۹۱۷	۱۴,۴۲۲۵	۱۴,۳۰۲۵	۱۳,۹۳۰۶	۱۴,۲۸۳۶	۱۳,۵۱۶۱	۱۴,۸۷۱۳	۴
۱۹,۸۶۳۱	۱۹,۸۵۹۳	۱۹,۷۹۶۱	۱۹,۶۸۰۵	۱۹,۳۰۳۰	۱۹,۸۶۲۶	۱۸,۸۶۵۰	۱۸,۷۳۲۰	۵
۲۵,۱۱۲۴	۲۵,۱۰۹۳	۲۵,۰۵۸۷	۲۴,۹۶۳۳	۲۴,۶۳۸۵	۲۵,۴۲۸۱	۲۴,۲۴۷۴	۲۲,۱۱۲۳	۶
۳۰,۰۶۶۵	۳۰,۰۶۴۳	۳۰,۰۲۹۶	۲۹,۹۶۴۱	۲۹,۷۳۵۵	۳۰,۷۹۴۵	۲۹,۴۵۱۲	۲۴,۰۹۵۴۲	۷
۳۴,۶۵۱۲	۳۴,۶۵۰۰	۳۴,۶۳۲۲	۳۴,۶۰۱۱	۳۴,۴۹۳۴	۳۵,۸۱۶۹	۳۴,۳۵۵۹	۲۷,۲۵۸۶	۸
۳۸,۸۹۶۰	۳۸,۸۹۰۲	۳۸,۸۸۹۱	۳۸,۸۹۲۹	۳۸,۹۱۴۷	۴۰,۴۹۷۰	۳۸,۹۴۱۵	۲۸,۹۷۵۰	۹
۴۲,۹۰۸۰	۴۲,۹۰۸۵	۴۲,۹۲۳۵	۴۲,۹۶۱۴	۴۳,۱۱۱۷	۴۴,۹۴۴۱	۴۳,۲۰۴۴	۳۰,۱۳۹۰	۱۰



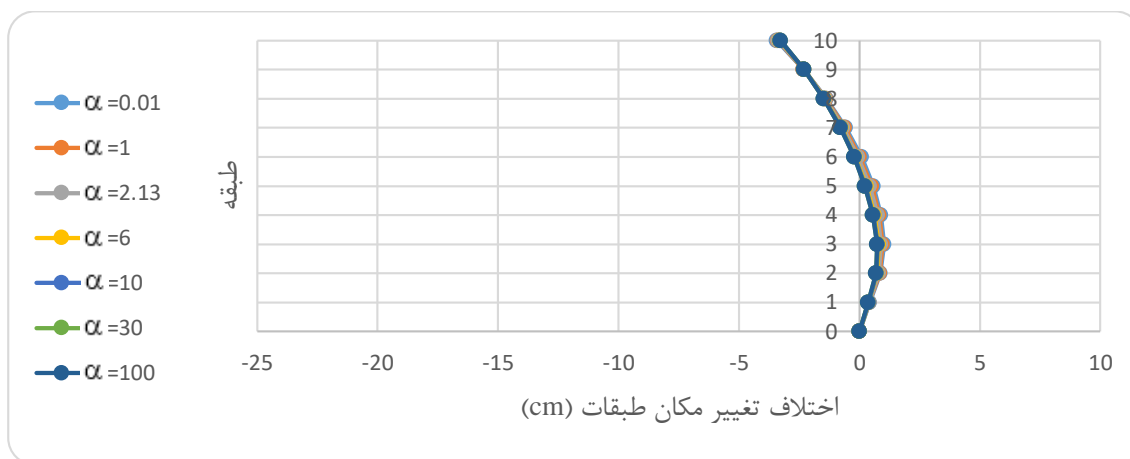
شکل ۳: اختلاف جابجایی طبقات مدل قاب محیطی خمشی ترکیبی در راستای مولفه TR از رکورد طیس.



شکل ۴: اختلاف جابجایی طبقات مدل قاب محیطی خمشی دسته شده در راستای مولفه TR از رکورد طیس.



شکل ۵: اختلاف جابجایی طبقات مدل قاب محیطی خمشی ترکیبی در راستای مولفه LN از رکورد طیس.



شکل ۶: اختلاف جابجایی طبقات مدل قاب محیطی خمشی دسته شده در راستای مولفه LN از رکورد طبس.

همانگونه که از نتایج جدول‌های ۳ و ۴ و همچنین شکل‌های ۳ تا ۶ مشهود است، مطابق با روابط روش فرم بسته پروفیل پاسخ جابجایی با افزایش میزان پارامتر بدون بعد α و در نتیجه تغییر الگوی بارگذاری از مثلی به سمت یکنواخت، میزان اختلاف تغییر مکان طبقات محاسبه شده از روابط فرم بسته با مقادیر بدست آمده همین پارامتر از آنالیز دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی، کاهش می‌یابد. این مساله بویژه در تراز طبقات بخش میانی اسکلت مقاوم، نمود بیشتری دارد. همچنین، کمینه میزان جابجایی طبقات نیز به جز در یک سوم بالایی سازه، با تغییر الگوی بارگذاری به سهمی (با مقدار $a=2,13$) به روشنی حاصل می‌شود. با بررسی تغییرات پارامتر مذکور ملاحظه می‌شود که تحت رکوردهای نزدیک گسل، مقادیر حاصل از روابط فرم بسته در یک سوم پایینی ارتفاع سازه دارای دقت بیشتری نسبت به رکوردهای حوزه دور می‌باشند. همچنین، تغییر الگوی بارگذاری متناظر با رکوردهای حوزه دور نیز نزدیکی بیشتر محاسباتی برای پارامتر تغییر مکان طبقات را در پی دارد.

دقت محاسبات روابط فرم بسته پروفیل جابجایی در قاب محیطی خمشی دسته شده بیشتر از قاب محیطی خمشی ترکیبی می‌باشد. این مساله برای مولفه عمود به گسل (TR) نسبت به مولفه موازی گسل (LN)، بویژه در نیمه پایینی مدل‌ها نیز مشهود است. همچنین تحت اثر همگی رکوردها برای هر دو مدل سازه‌ای شکل ۱، نتایج پارامتر تغییر مکان طبقات بدست آمده از روش پروفیل پاسخ جابجایی در نیمه پایینی ساختمان دارای دقت بیشتر نسبت به نیمه بالایی می‌باشد. یکی از دلایل این مساله، تفاوت در نحوه محاسبات دو روش است. روش پروفیل پاسخ جابجایی دارای ماهیت استاتیکی بوده، در حالی که ساختار آنالیزهای غیر خطی مورد استفاده از نوع دینامیکی می‌باشد. بررسی‌های مطالعاتی نشان می‌دهند که کارایی روش پروفیل پاسخ جابجایی در ساختمان‌های میان مرتبه و بویژه در طبقات پایین تر اسکلت مقاوم، دارای دقت مناسب‌تری است. نمود این موضوع در این پژوهش، به ترتیب تحت رکوردهای حوزه دور برای هر دو اسکلت سازه ای میان مرتبه و همچنین تحت جنبش‌های حوزه نزدیک نیز بطور نسبی برای سیستم قاب خمشی دسته شده نسبت به سازه قاب خمشی محیطی ترکیبی مشهودتر است. نکته دیگر آن که تحت رکوردهای حوزه نزدیک با اثرات جهت داری گسلش پیشرو، دقت محاسبات روش پروفیل پاسخ جابجایی نسبت به اعمال جنبش‌های ناشی از گسلش ساکن و پسرو، کاهش می‌یابد.

شکل‌های ۷ تا ۱۰ به ترتیب نشان دهنده تغییر مکان نسبی طبقات بدست آمده برای مدل‌های مطالعاتی با اسکلت‌های قاب محیطی خمشی دسته شده و قاب محیطی خمشی ترکیبی، تحت رکورد طبس و در راستای دو مولفه TR و LN هستند. همچنین مقادیر حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات سازه‌های مذکور نیز در جدول ۵ ذکر گردیده است. پارامترهای DP، DLRHA و DNLRHA نیز به ترتیب، مقادیر پارامتر دریافت بدست آمده از روابط فرم بسته پروفیل پاسخ جابجایی و روش‌های تحلیل دینامیکی خطی و غیر خطی تاریخچه زمانی می‌باشند. پارامترهای ENLRHA/P و ELRHA/P به ترتیب بیان گر درصد خطای روش فرم بسته پروفیل پاسخ جابجایی نسبت به روش‌های

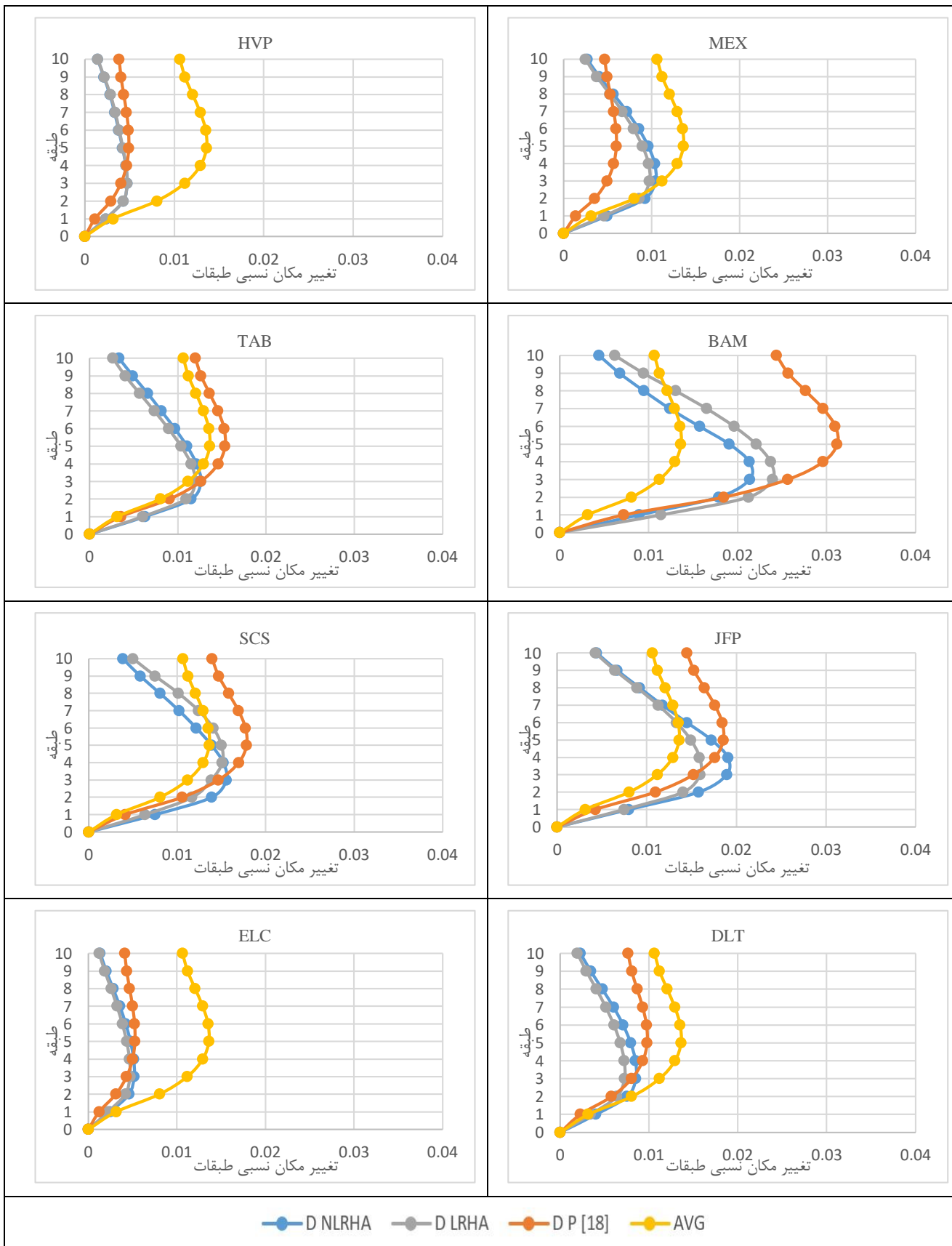
تحلیل دینامیکی خطی و نیز غیرخطی تاریخچه زمانی است. همچنین، پارامتر AVG در شکل های ۷ تا ۱۰ نیز نشان دهنده اندازه میانگین پاسخ دریافت محاسباتی حاصل از همگی رکوردهای جدول ۲ می باشد.

جدول ۵: خطای روش پروفیل پاسخ جابجایی بر حسب درصد در تخمین پاسخ های سازه

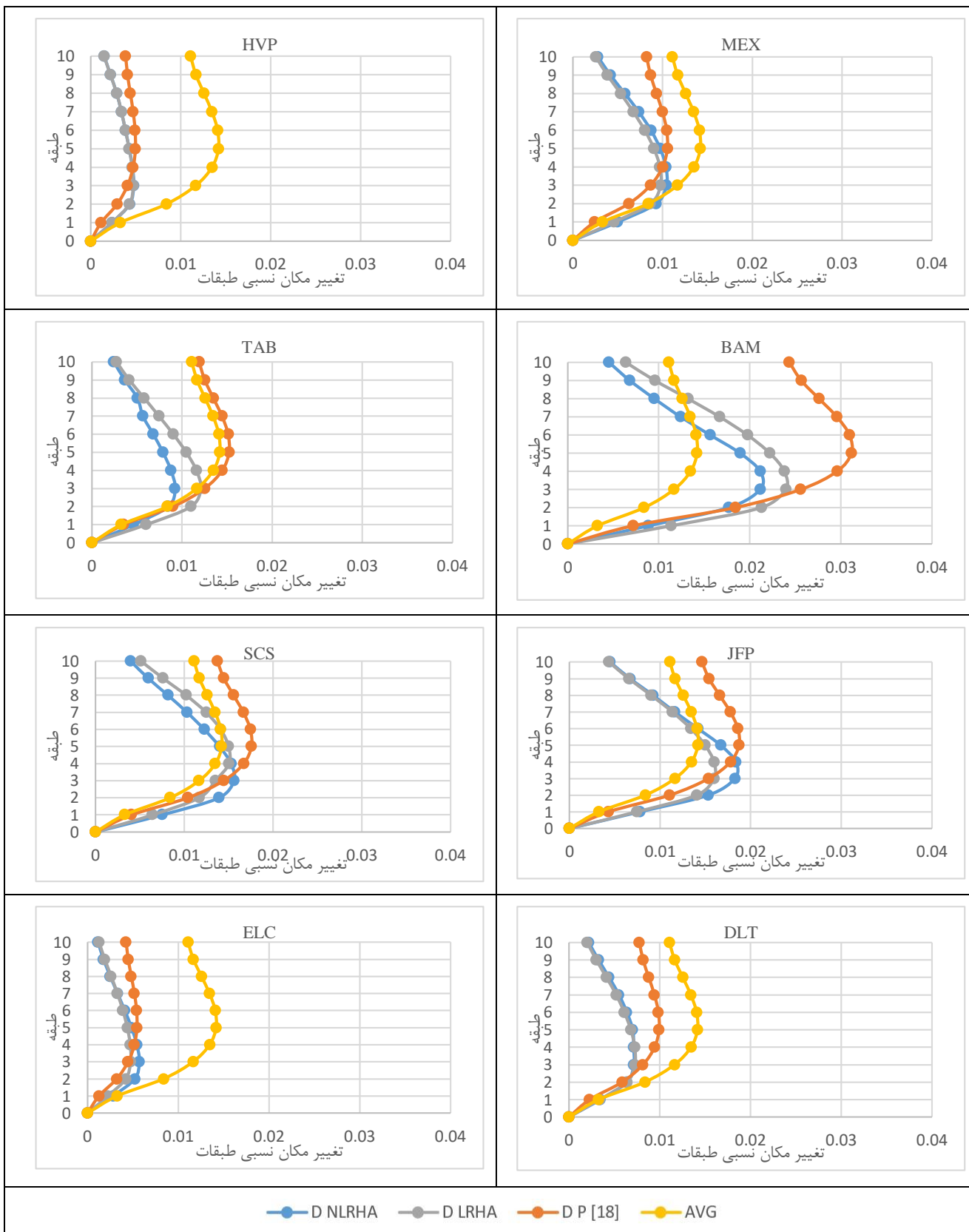
قاب محیطی خمشی دسته شده					قاب محیطی خمشی ترکیبی					راستا	رکورد
ELRHA/P (Percentage)	ENLRHA/P (Percentage)	DP (Drift)	DLRHA (Drift)	DNLRHA (Drift)	ELRHA/P (Percentage)	ENLRHA/P (Percentage)	DP (Drift)	DLRHA (Drift)	DNLRHA (Drift)		
۲۱,۶	۱۶,۳	۰,۰۱۵۳	۰,۰۱۲۰	۰,۰۱۲۶	۲۰,۴	۲۹,۵	۰,۰۱۵۲	۰,۰۱۲۱	۰,۰۰۹۲	X	TAB
۱۰,۶	۳,۱	۰,۰۱۶۰	۰,۰۱۴۳	۰,۰۱۵۵	۱۰,۱	۱,۹	۰,۰۱۶۱	۰,۰۱۴۴	۰,۰۱۶۴	Y	
۲۳,۴	۳۱,۴	۰,۰۳۱۲	۰,۰۲۳۹	۰,۰۲۱۴	۲۳,۱	۳۲,۱	۰,۰۳۱۲	۰,۰۲۴۰	۰,۰۲۱۲	X	BAM
۱۹,۲	۱۹,۲	۰,۰۱۷۷	۰,۰۱۴۳	۰,۰۱۴۳	۱۹,۲	۱۸,۶	۰,۰۱۷۷	۰,۰۱۴۳	۰,۰۱۴۴	Y	
۱۵,۲	۱۲,۹	۰,۰۱۷۸	۰,۰۱۵۱	۰,۰۱۵۵	۱۴,۸	۱۱,۴	۰,۰۱۷۶	۰,۰۱۵۰	۰,۰۱۵۶	X	SCS
۲۷,۶	۲۶,۳	۰,۰۳۸۸	۰,۰۲۸۱	۰,۰۲۸۶	۲۸,۳	۱۹,۶	۰,۰۳۹۲	۰,۰۲۸۱	۰,۰۳۱۵	Y	
۱۴,۱	۳,۲	۰,۰۱۸۵	۰,۰۱۵۹	۰,۰۱۹۱	۱۴,۴	۱,۶	۰,۰۱۸۷	۰,۰۱۶۰	۰,۰۱۸۴	X	JFP
۱۳,۲	۴,۵	۰,۰۲۸۷	۰,۰۲۴۹	۰,۰۳۰۰	۱۵,۳	۷,۱	۰,۰۲۹۵	۰,۰۲۵۰	۰,۰۳۱۶	Y	
۱۱,۳	۱,۸	۰,۰۰۵۳	۰,۰۰۴۷	۰,۰۰۵۲	۱۲,۹	۵,۶	۰,۰۰۵۴	۰,۰۰۴۷	۰,۰۰۵۷	X	ELC
۱۴,۸	۱۲,۹	۰,۰۰۵۴	۰,۰۰۴۶	۰,۰۰۴۷	۱۶,۴	۱۲,۷	۰,۰۰۵۵	۰,۰۰۴۶	۰,۰۰۴۸	Y	
۲۶,۵	۱۳,۳	۰,۰۰۹۸	۰,۰۰۷۲	۰,۰۰۸۵	۲۶,۳	۲۸,۳	۰,۰۰۹۹	۰,۰۰۷۳	۰,۰۰۷۱	X	DLT
۲۲,۲	۱۹,۴	۰,۰۰۳۶	۰,۰۰۲۸	۰,۰۰۲۹	۲۴,۳	۲۱,۶	۰,۰۰۳۷	۰,۰۰۲۸	۰,۰۰۲۹	Y	
۴,۱	۴,۱	۰,۰۰۴۹	۰,۰۰۴۷	۰,۰۰۴۷	۴,۱	۲,۰	۰,۰۰۴۹	۰,۰۰۴۷	۰,۰۰۴۸	X	HVP
۲۹,۷	۳۱,۱	۰,۰۰۷۴	۰,۰۰۶۲	۰,۰۰۶۱	۱۶,۲	۱۳,۵	۰,۰۰۷۴	۰,۰۰۶۲	۰,۰۰۶۴	Y	
۴۲,۲	۴۴,۴	۰,۰۰۴۵	۰,۰۰۲۶	۰,۰۰۲۵	۳۹,۵	۲۵,۵	۰,۰۰۴۳	۰,۰۰۲۶	۰,۰۰۳۲	X	MEX
۶۱,۶	۷۳,۳	۰,۰۰۶۰	۰,۰۰۹۷	۰,۰۱۰۴	۶,۶	۰,۹	۰,۰۱۰۵	۰,۰۰۹۸	۰,۰۱۰۴	Y	

نتایج ذکر شده در جدول ۵ نمایان گر این مساله است که اعداد حاصل از روابط روش فرم بسته پروفیل جابجایی، تحت برخی رکوردها دارای خطای زیادی می باشد. این امر به دلیل ماهیت تحلیل استاتیکی سازه در روش مذکور و محاسبه حداکثر جابجایی نسبی طبقات بر اساس بیشینه تغییر مکان بام (بالاترین تراز ارتفاعی) است. همچنین تحت رکوردهای BAM و TAB، درصد خطا در راستای اثر مولفه عمود بر گسل (TR)، کمتر از مولفه موازی (LN) می باشد. نکته دیگر آن که تحت هر دو گروه رکوردهای حوزه نزدیک و دور، میانگین در صد خطا برای راستای مولفه موازی گسل، کمتر از مولفه عمود بر گسل است. همچنین میانگین خطا در سازه با قاب محیطی خمشی دسته شده از قاب محیطی خمشی ترکیبی کمتر می باشد.

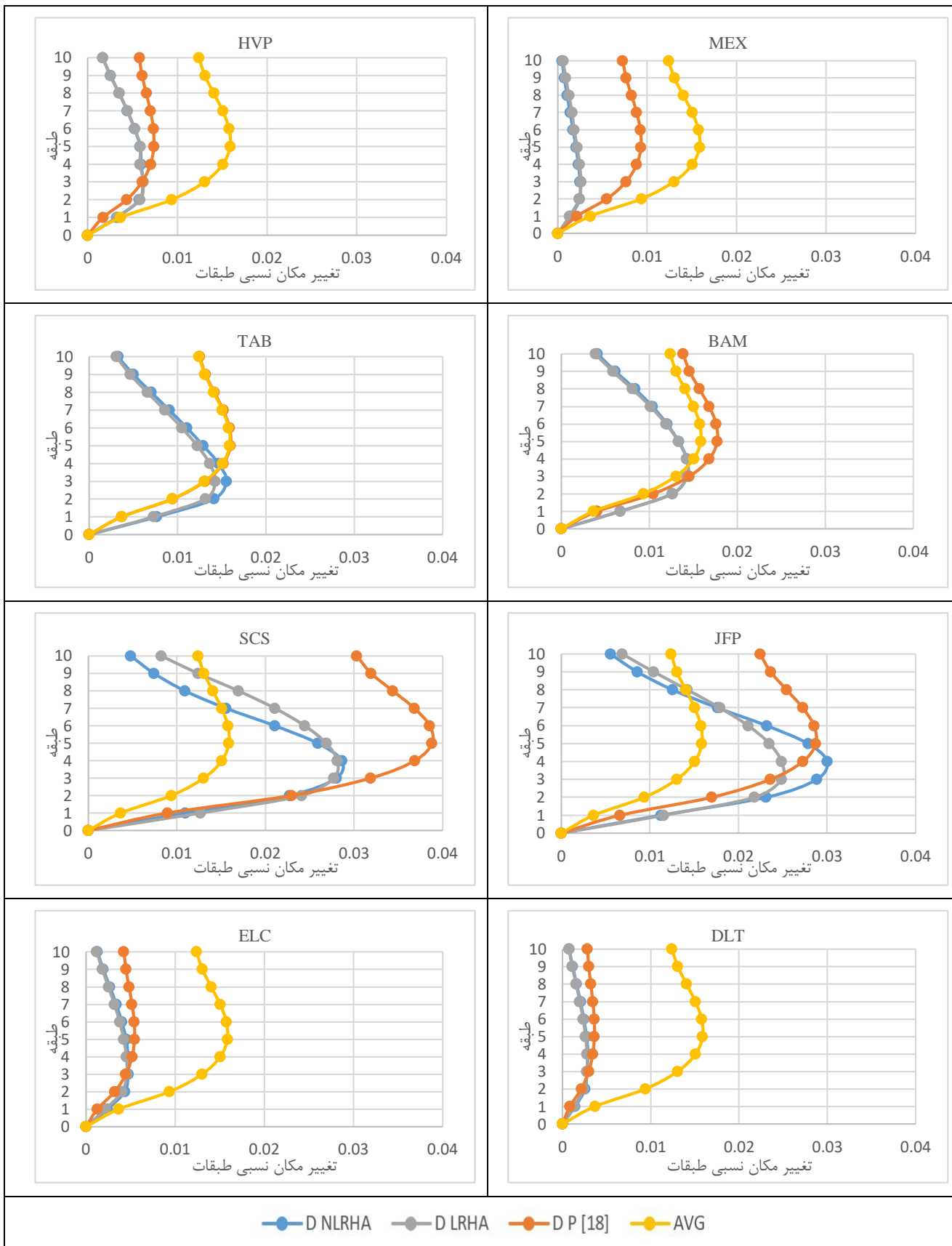
بر پایه نتایج این پژوهش ملاحظه شد که تحت اثر رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک، به صورت تدریجی و تا حدود نیمه اول پالس بزرگ سرعت متناظر با مولفه عمود بر گسل (TR)، ویژگی های رفتار لرزه ای سازه بیشتر با ماهیت حاکم غیر خطی هندسی است. سپس با گذر از نخستین نقطه اوج پالس بزرگ سرعت موجود در تاریخچه زمانی هر دو مولفه TR و LN، مشخصات رفتار لرزه ای سازه در حوزه تغییر شکل های بزرگ قرار گرفته و دارای نمود غیرخطی هندسی-مادی خواهد بود. یک فرایند تشکیل و گسترش مولفه های غیرخطی با دامنه به نسبت بزرگ در سازه پدیدار می شود. نمود این رفتار به صورت روند نرم شدن اسکلت مقاوم و افزایش پیروی مودهای ارتعاشی مودال است. وقوع این مساله نیز ناشی از تشکیل و گسترش حوزه ها و مفاصل غیرخطی در پیکره سازه می باشد.



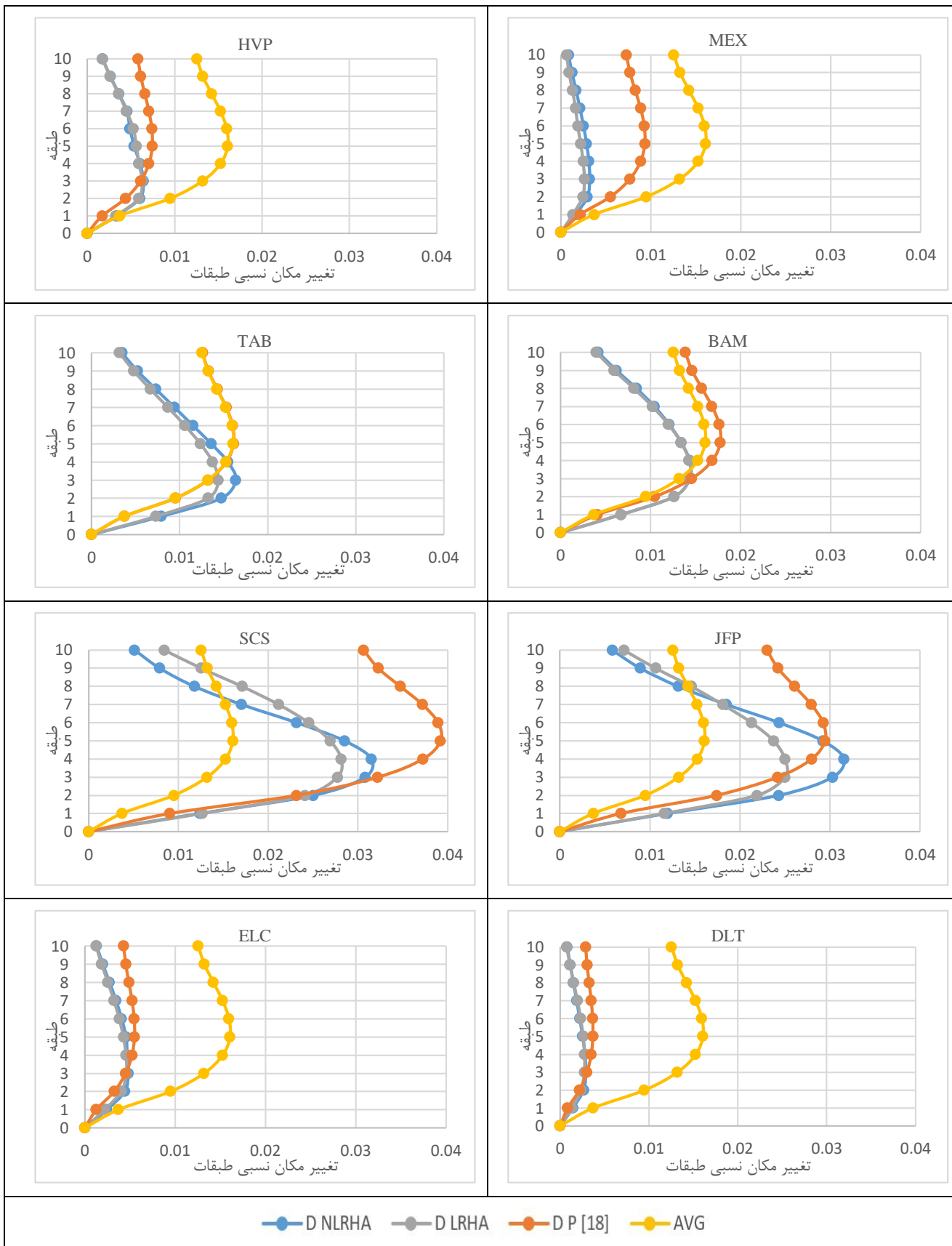
شکل ۷: تغییر مکان نسبی طبقات مدل قاب محیطی خمشی دسته شده در راستای مولفه TR از رکورد زلزله (جدول ۲).



شکل ۸: تغییر مکان نسبی طبقات مدل قاب محیطی خمشی ترکیبی در راستای مولفه TR از رکورد زلزله (جدول ۲).



شکل ۹: تغییر مکان نسبی طبقات مدل قاب محیطی خمشی دسته شده در راستای مولفه LN از رکورد زلزله (جدول ۲).



شکل ۱۰: تغییر مکان نسبی طبقات مدل قاب محیطی خمشی ترکیبی در راستای مولفه LN از رکورد زلزله (جدول ۲).

با بررسی این شکل‌ها مشاهده می‌گردد که تحت تمامی رکوردهای سه مولفه‌ای، پاسخ جابجایی نسبی (دریفت) طبقات به روش آنالیز دینامیکی خطی و غیرخطی دارای اختلاف کمتری نسبت به روش فرم بسته پروفیل پاسخ بوده و میزان این پارامتر به ترتیب در روش های محاسباتی آنالیز دینامیکی غیر خطی، خطی تاریخچه زمانی و پروفیل پاسخ جابجایی، افزایش می‌یابد. همچنین مشاهده می‌شود در راستای هر دو مولفه موازی و عمود بر گسل، در یک سوم پایینی اسکلت مقاوم سازه های مطالعاتی، مطابقت و نزدیکی نسبی میان نتایج روش های محاسبه پاسخ های تغییر مکان و دریفت برقرار است. مشخص گردید که بیشینه مقدار اختلاف نیز در یک سوم بالایی پیکره سازه و بویژه در تراز $z=H$ می‌باشد. همانگونه که ذکر شد این امر به دلیل تحلیل استاتیکی و روش محاسبه تغییر مکان نسبی حداکثر در روش فرم بسته پروفیل پاسخ جابجایی است.

بیشترین میزان پاسخ دریفت حداکثر حاصل از تمامی روش های محاسباتی مورد بررسی، در بخش میانی مدل های سازه ای می‌باشد. همچنین تحت تمامی رکوردهای جدول ۲ و در هر دو راستای مولفه های مولفه LN و TR، کمترین میزان اختلاف در یک سوم پایینی مدل های سازه است. نکته دیگر آن که برقراری این موضوع تحت رکوردهای حوزه دور و حوزه نزدیک حاوی اثرات جهت داری ساکن و پسرو نیز در تمامی نیمه پایینی سازه های مطالعاتی، قابل تعمیم می‌باشد. شایان ذکر است در مدل مطالعاتی با سیستم سازه ای قاب محیطی خمشی دسته شده نسبت به قاب محیطی خمشی ترکیبی و بویژه تحت مولفه عمود بر گسل (مولفه TR)، نتایج روش فرم بسته پروفیل پاسخ جابجایی دارای دقت مناسب تری می‌باشد.

۶- نتیجه گیری

روش فرم بسته پروفیل پاسخ جابجایی، جهت برآورد تقاضای لرزه ای سازه ها به عنوان یک معیار محاسباتی مطرح می‌شود. جذابیت تحلیلی این روش تقریبی در کنار دقت نسبی پاسخ های محاسباتی، از جمله عوامل گرایش به این فرایند ساده سازی شده می‌باشد. در این پژوهش، روش تخمین پاسخ های لرزه ای سازه ها با استفاده از پروفیل جابجایی نسبی حداکثر، جهت پیش بینی بیشینه دریفت سازه های ۱۰ طبقه با دو سیستم قاب محیطی خمشی دسته شده و قاب محیطی خمشی ترکیبی، تحت هشت رکورد زلزله بکار گرفته شد. آورده های محاسباتی حاصل از روش فرم بسته پروفیل پاسخ جابجایی با نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی مقایسه گردید.

آورده ها و نتایج محاسباتی این پژوهش را می‌توان در دسته بندی زیر جایگزین نمود:

الف) نتایج بررسی ها نشان می‌دهد که تفاوت هایی آشکار میان پاسخ های بدست آمده از روش فرم بسته پروفیل جابجایی (نسبی) برای سازه های مطالعاتی به چشم می‌خورد. دامنه تغییرات و تفاوت نسبی نیز میان پاسخ های متناظر دو سیستم سازه ای مطالعاتی ملاحظه می‌شود. پاسخ های روش فرم بسته برای سازه های با ساختار قاب محیطی خمشی دسته شده از نزدیکی و دقت بیشتری نسبت به پیکربندی قاب محیطی خمشی ترکیبی برخوردار می‌باشند. کاهش کلی دامنه تغییرات متناظر این موضوع نیز کمتر از ۱۵ درصد است.

ب) همچنین تحت رکوردهای حوزه نزدیک نیز دقت تخمین روش فرم بسته پروفیل جابجایی (نسبی) بیشتر بوده و این مساله برای مولفه موازی با صفحه شکست گسل (مولفه LN)، مشهودتر می‌باشد. دامنه تغییرات در بخش های بالایی اسکلت مقاوم، بیش از ۱۰ درصد است و این موضوع ارتباط مستقیم با اثرات ناشی از انتشار امواج لرزه ای نیرومند یک رکورد زلزله حوزه نزدیک دارد.

پ) روش فرم بسته پروفیل جابجایی (نسبی) در یک سوم پایینی اسکلت مقاوم سازه دارای جواب های با دقت مناسب تری برای پارامترهای پاسخ جابجایی جانبی و دریفت طبقات می‌باشد. دامنه عمومی تغییرات متناظر آن نیز کمتر از ۱۰ درصد بوده و نکته قابل توجه آن است که ماهیت رفتار خمشی در نیمه پایینی اسکلت مقاوم حاکمیت دارد. همچنین با تغییر الگوی بار جانبی از مثلی به سهمی، به گونه ای که شکل سهمی به الگوی توزیع بار واقعی زلزله نزدیک تر از آرایش مثلی باشد، پاسخ ها از دقت بالاتری برخوردار خواهند بود.

مراجع

- [1] Chopra, A.K. Goel, R.K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 561-582.
- [2] Chopra, A.K. Goel, R.K. (2004). Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands. *Earthquake Spectra*, 20, 757-778.
- [3] Sasaki, K.K. Freeman, S.A. Paret, T.F. (1998). Multi-mode pushover procedure (MMP) - a method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis. In: *Proceedings of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, Washington.
- [4] Moghadam, A.S. (2002). A pushover procedure for tall buildings. In: *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, Elsevier Science Ltd., London, England.
- [5] Jan, T.S. Liu, M.W. Kao, Y.C. (2004). An upper-bound pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of high-rise buildings. *Engineering Structures*, 26, 117-128.
- [6] Rofooei, F.R. Attari, N.K. Rasekh, A. Shodja, A.H. (2007). Adaptive pushover analysis. *Asian Journal of Civil Engineering*, 8, 343-358.
- [7] Kadid, A. Boumrkik, A. (2008). Pushover analysis of reinforced concrete frame structures. *Asian Journal of Civil Engineering*, 9, 75-83.
- [8] Mahdi, T. Soltan Gharai, V. (2011). Plan irregular rc frames: comparison of pushover with non-linear dynamic analysis. *Asian Journal of Civil Engineering*, 12, 679-690.
- [9] Antoniou, S. Pinho, R. (2004). Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures. *Journal of Earthquake Engineering*, 8, 497-522.
- [10] Antoniou, S. Pinho, R. (2004). Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure. *Journal of Earthquake Engineering*, 8, 643-661.
- [11] Poursha, M. Khoshnoudian, F. Moghadam, A.S. (2009). A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings. *Engineering Structures*, 31, 591-599.
- [12] Poursha, M. Khoshnoudian, F. Moghadam, A.S. (2011). A consecutive modal pushover procedure for non-linear static analysis of one-way unsymmetric-plan tall building structures. *Engineering Structures*, 33, 2417-2434.
- [13] Vafaei, M.H. Saffari, H. (2017). A modal shear-based pushover procedure for estimating the seismic demands of tall building structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92, 95-108.
- [14] Stafford Smith, B. Kuster, M. Hoenderkamp, J.C. (1984). Generalized method for estimating drift in high-rise structures. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 110(7), 1549-1562.
- [15] Eroglu, T. and Akkar, S. (2011). Lateral stiffness estimation in frames and its implementation to continuum models for linear and nonlinear static analysis, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9, 1097-1114.
- [16] Khalili, S. Meshkat-Dini, A. Keyvani, J. (2016). Nonlinear dynamic response of hybrid rigid frame skeletons in near fault. In: *4th National Congress on Civil Engineering, Architecture and Urban Management*, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran. (In Persian)
- [17] Khalili, S. Meshkat-Dini, A. Keyvani, J. (2017). Seismic performance of high rise hybrid structures with moment frame configuration. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 4 (Special Issue 1), 88-97. (In Persian)
- [18] Halis Gunel, M. and Emre Ilgin, H. (2007). A proposal for the classification of structural systems of tall buildings. *Building and Environment*, 42, 2267-2675.
- [19] Miranda, E. (1999). Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings. *Journal of Structural Engineering*, 125(4), 417-445.
- [20] Miranda, E. Reyes, C.J. (2002). Approximate lateral drift demands in multistory buildings with nonuniform stiffness. *Journal of Structural Engineering*, 128(7), 840-849.
- [21] Road, Housing and Urban Development Research Center, (2014). *Iranian Standard No. 2800. Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings*, Tehran, Iran.
- [22] Road, Housing and Urban Development Research Center, (2014). *Iranian national building code: Design Loads for Buildings – Division 6*, Tehran, Iran.
- [23] Road, Housing and Urban Development Research Center, (2014). *Iranian national building code: Design and Construction of Steel Structures – Division 10*, Tehran, Iran.
- [24] FEMA 356 (2000). Pre-Standard and Commentary for the seismic Rehabilitation of Buildings. Washington D.C. Federal Emergency Management Agency, USA.
- [25] Computers and Structures, Inc. (2000). *Analysis reference manual for Sap2000*. Berkeley-California, USA.

- [26] Alonso-Rodríguez, A. and Miranda, E. (2015). Assessment of building behavior under near-fault pulse-like ground motions through simplified models. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 79, 47-58.
- [27] Alavi, B. Krawinkler, H. (2004). Behavior of moment resisting frame structures subjected to near fault ground motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33, 687-706.
- [28] Sucuoglu, H. Nurtug, A. (1995). Earthquake ground motion characteristics and seismic energy dissipation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24, 1195-1213.
- [29] Alavi B, Krawinkler H. (2000). Consideration of near-fault ground motion effects in seismic design. In: *12th World Conference on Earthquake Engineering (12WCEE)*, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- [30] Azhdarifar, M. Meshkat-Dini, A. Sarvghad-Moghadam, A. (2015). Study on the seismic response parameters of steel medium-height buildings with framed-tube skeleton under near-fault records. *Electronic Journal of Structural Engineering (EJSE)*, 15, 70-87.
- [31] Malhotra, P.K. (1999). Response of buildings to near-field pulse-like ground motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, 1309-1326.
- [32] Anderson, J.C. Gurfinkel, G. (1975). Seismic behaviour of framed tubes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, 145-162.