

A Pushover Procedure Based on the Modal Story Shear and Torsional Moment for Asymmetric-Plan Buildings under Simultaneous Bi-Directional Seismic Excitation

Kazem Shakeri^{1*}, Elahe Khansoltani²

1- Associate Professor, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran

2- MSc graduate, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran

ABSTRACT

In this paper, a modal pushover method is introduced for the assessment of the asymmetric-plan buildings in which, a load pattern is derived based on the story shears and story torque of building due to the simultaneous excitation in x and y directions. The proposed method is a single-run procedure and its significant advantage is its capability in consideration of the structural yielding in one direction on the total responses of the structure due to the simultaneous excitation in two orthogonal directions. In this method, in order to consider the instantaneous changes during the pushover analysis, two capacity curves of the structure are established based on the adaptive capacity spectrum method and the target displacement corresponding to each capacity curve is determined. Then, the structural responses at two pushover steps corresponding to the obtained target displacements are obtained. Eventually, the total responses of the structure are computed by combining the responses corresponding to the x and y directions. In order to evaluate the proposed method, this method has been applied to an irregular 20-story building subjected to the seven pairs of ground motion records and the obtained results are compared with the responses of nonlinear dynamic analysis as the exact responses. The results show the high accuracy of the proposed method in estimating the inter-story drifts of the studied building.

ARTICLE INFO

Receive Date: 26 November 2018

Revise Date: 25 August 2019

Accept Date: 28 September 2019

Keywords:

Nonlinear analysis;

Pushover analysis;

Asymmetric-plan building;

Simultaneous bi-directional excitation;

Inter-story drift

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2019.158645.1721

*Corresponding author: Kazem Shakeri

Email address: shakeri@uma.ac.ir

تحلیل پوش آور بر اساس برش و پیچش مودال طبقات برای سازه‌های نامنظم در پلان تحت اثر تحریک دو جهته همزمان

کاظم شاکری^{۱*}، الهه خان سلطانی^۲

۱- دانشیار دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران

۲- کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران

چکیده

در این مقاله یک روش پوش آور مودال جهت تحلیل سازه‌های نامنظم در پلان تحت اثر تحریک دوجته‌ی همزمان پیشنهاد شد که در آن، الگوی بار اعمالی بر اساس برش و پیچش مودال ترکیبی طبقات ناشی از تحریک همزمان در دو جهت x و y تعیین گردید. این روش یک بار اجرا بوده و مهمترین مزیت آن، قابلیت در نظر گرفتن اثرات تسلیم سازه در یک جهت در پاسخ کلی سازه، ناشی از تحریک همزمان در دو جهت عمود بر هم می‌باشد. در روش پیشنهادی، به منظور در نظر گرفتن تغییرات آنی مشخصات غیرخطی سازه در طول تحلیل پوش آور، دو طیف ظرفیت در دو جهت x و y با استفاده از روش طیف ظرفیت بهنگام شونده استخراج شد و تغییر مکان متناسب با هر یک از طیف‌های ظرفیت محاسبه گردید. سپس، پاسخ سازه در دو گام متناسب با تغییر مکان‌های بدست آمده استخراج شد. در نهایت، پاسخ سازه از ترکیب پاسخ‌های متناسب با دو جهت x و y بدست آمد. به منظور ارزیابی روش پیشنهادی، این روش بر روی یک سازه‌ی نامنظم ۲۰ طبقه تحت اثر هفت زوج شتابنگاشت اعمال شد و نتایج حاصل از آن با نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی به عنوان پاسخ‌های دقیق مورد مقایسه قرار گرفت. نتایج بدست آمده حاکی از دقت بالای روش پیشنهادی در تخمین دریافت طبقات سازه‌ی مورد مطالعه بود.

کلمات کلیدی: تحلیل غیرخطی، تحلیل پوش آور، سازه‌ی نامنظم در پلان، تحریک دوجته‌ی همزمان، دریافت طبقات

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2019.158645.1721	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2019.158645.1721	۱۴۰۰/۰۴/۳۰	۱۳۹۸/۰۷/۰۶	۱۳۹۸/۰۷/۰۶	۱۳۹۸/۰۶/۰۳	۱۳۹۷/۰۹/۰۵
کاظم شاکری shakeri@uma.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

طراحی بر اساس عملکرد یک روش جدید در مهندسی زلزله است که در آن پاسخ سازه بر اساس پارامتر جابجایی کنترل می‌شود. بر اساس این روش، عملکرد یک سازه‌ی مشخص تحت اثر زلزله‌هایی با شدت‌های مختلف، متفاوت بوده و سازه در سطوح عملکردی سطح پایین وارد مرحله‌ی غیرخطی می‌شود. بنابراین انجام تحلیل‌های غیرخطی برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های موجود و نیز طراحی سازه‌های جدید، ضروری می‌باشد. این امر سبب شده است تا در سال‌های اخیر، تحقیقات گسترده‌ای در مورد روش‌های مختلف تحلیل غیرخطی انجام یابد. دقیق‌ترین روش تحلیل سازه‌ها، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی است. اما استفاده از آن به دلیل وابستگی این روش به رکوردهای زلزله‌ی انتخابی و نحوه‌ی مقیاس کردن آن‌ها و همچنین پیچیدگی و طولانی بودن فرآیند تحلیل، دشوار می‌باشد. یکی دیگر از انواع تحلیل‌های غیرخطی، تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) است که نسبت به تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی ساده‌تر و کاربردی‌تر بوده و استفاده از آن روز به روز در حال افزایش می‌باشد. در ادامه، به مرور برخی از روش‌های پوش‌آور پیشنهادی توسط محققان پرداخته شده است.

۲- پیشینه‌ی تحقیق

در سال‌های اخیر، محققان روش‌های متعددی را برای تحلیل پوش‌آور سازه‌های دو بعدی پیشنهاد داده‌اند. در برخی از این روش‌ها، تحلیل پوش‌آور بر اساس مود اصلی سازه انجام یافته و اثر مودهای بالاتر و اندرکنش بین آن‌ها در نظر گرفته نمی‌شود [۱-۲]. در حالیکه مودهای بالاتر می‌توانند تاثیر بسزایی در پاسخ سازه داشته باشند. از این رو، با تلاش‌هایی که به منظور اصلاح و توسعه‌ی روش‌های پوش‌آور مذکور انجام یافته است، روش‌های جدیدی با در نظر گرفتن اثر مودهای بالاتر و اندرکنش بین آن‌ها برای تحلیل سازه‌های دوبعدی پیشنهاد شده است [۳-۱۴]. با توجه به گسترش استفاده از تحلیل پوش‌آور در ارزیابی سازه‌ها [۱۵-۱۶]، تحقیقات بیشتری برای معرفی روش‌های جدیدی که منجر به افزایش دقت در تخمین پاسخ‌های سازه گردد، انجام شده است. بدین منظور، محققان با مدل‌سازی و تحلیل سه بعدی سازه‌ها به منظور در نظر گرفتن اثرات نامنظمی در آن‌ها، روش‌های تحلیل پوش‌آور سازه‌های سه بعدی نامتقارن در پلان تحت اثر تحریک یک جهته را پیشنهاد دادند [۱۷-۲۴]. به عنوان مثال، مقدم و تسو [۲۵] روشی را پیشنهاد دادند که در آن، الگوی بار با در نظر گرفتن توزیع متناسب با مودی که بیشترین اثر را در جابجایی جانبی دارد، محاسبه می‌شود. در سال ۲۰۰۴، چوپرا و گوئل [۲۶] تحلیل پوش‌آور مودال را برای سازه‌های سه بعدی نامتقارن در پلان توسعه دادند که در آن، سازه‌ی مورد نظر در هر مود تحت الگوی بار متناسب با همان مود تحلیل شده و پاسخ سازه در مودهای مورد نظر بدست می‌آید. سپس پاسخ نهایی سازه از ترکیب پاسخ‌های حاصل از مودهای مختلف حاصل می‌شود. در سال ۲۰۱۲، شاکری و همکارانش [۲۷] روش پوش‌آور مودال به هنگام شونده (STA) را پیشنهاد دادند که در آن، الگوی بار با استفاده از برش و لنگر پیچشی مودال طبقات بدست آمده و در هر مرحله از تحلیل براساس خواص مودال آنی سازه به هنگام می‌شود. در این روش، اثر مشارکت مودهای بالاتر و پیچشی و همچنین اندرکنش بین آن‌ها و تغییرات مشخصه‌های دینامیکی سازه در ناحیه غیر الاستیک در نظر گرفته شد و از روش انرژی به منظور استخراج منحنی ظرفیت سازه استفاده گردید. علاوه بر آن، تریالی و شاکری [۲۸] یک روش پوش‌آور یک بار اجرا تحت عنوان ST-ACS را پیشنهاد دادند که در آن، یک الگوی بار ثابت با استفاده از برش و لنگر پیچشی مودال طبقات و با در نظر گرفتن اثر مشارکت مودهای بالاتر و پیچشی بدست آمد و منحنی ظرفیت سازه بر اساس تغییر شکل آنی سازه تعیین گردید. در تحقیق دیگری، عباس‌نیا و همکارانش [۲۹] یک روش تحلیل پوش‌آور بهنگام شونده یک بار اجرا برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های سه بعدی نامتقارن معرفی نمودند که در آن، یک الگوی بارگذاری بر اساس جابجایی و با در نظر گرفتن اثرات پیچش و کار جانبی انجام شده توسط نیروهای دورانی، بر اساس روش ترکیب جرم موثر مودی استخراج گردید.

با توجه به اینکه رفتار پیچشی سازه‌ها بخصوص سازه‌هایی که دارای خروج از مرکزیت دو جهته می‌باشند، تحت اثر تحریک یک جهته به درستی در نظر گرفته نمی‌شود، روش‌های مختلفی برای تحلیل پوش‌آور سازه‌های سه بعدی نامتقارن در پلان تحت اثر تحریک دو جهته پیشنهاد شده است [۳۰-۳۵]. آیالا و تراوا [۳۶] با در نظر گرفتن رفتار پیچشی سازه ناشی از عدم تقارن در توزیع جرم، سختی و یا مقاومت در طبقات و با استفاده از آنالیز طیفی، یک الگوی بار برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های نامتقارن ارائه نمودند که در آن همه‌ی

موده‌هایی که درصد مشارکت بیشتر از ۹۰ درصد نیروها را داشتند، در نظر گرفته شد. این الگوی بار همزمان در دو جهت عمود بر هم به سازه اعمال گردید. ریس و چوپرا [۳۷] روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال را برای سازه‌های سه بعدی نامنظم در پلان تحت اثر تحریک دو جهته توسعه دادند. در این روش که چند بار اجرا بود، تحلیل پوش‌آور سازه متناسب با موده‌های مختلف در دو جهت x و y به طور مستقل انجام شد و از ترکیب آن‌ها پاسخ نهایی سازه محاسبه شد. کرسلین و فایفر [۳۸] روش N2 را برای سازه‌های متوسط و بلندمرتبه نامتقارن در پلان توسعه دادند. آن‌ها با فرض الاستیک باقی ماندن سازه در موده‌های بالاتر، شکل مودی را با استفاده از ضرایب اصلاح حاصل از تحلیل مودال الاستیک تصحیح نمودند. در این روش، تحلیل پوش‌آور به صورت مستقل در دو جهت عمود بر هم (x و y) انجام یافته و اثرات موده‌های بالاتر، با به کارگیری دو ضریب اصلاح همزمان در نظر گرفته شد. شاکری و قربانی روش STA [۲۷] را برای سازه‌های سه بعدی نامتقارن در پلان تحت اثر تحریک دو جهته تحت عنوان ST-Bi توسعه دادند [۳۹]. در این روش با در نظر گرفتن اثر موده‌های بالاتر و اندرکنش بین آن‌ها در ناحیه غیرخطی، الگوی بار با استفاده از برش و پیچش مودال طبقات برای دو جهت x و y به طور مستقل محاسبه شد و تحلیل پوش‌آور در هر جهت مستقلاً به صورت یک بار اجرا انجام یافت. سپس، پاسخ نهایی سازه از ترکیب پاسخ‌های بدست آمده در دو جهت x و y محاسبه گردید. در تحقیقات دیگری، مانوکاس و همکارانش [۴۰-۴۱] یک روش پوش‌آور چند مودی مشابه با روش MPA را پیشنهاد دادند که در آن، سازه‌ی یک درجه آزادی معادل بر اساس این فرض بدست آمد که دو مولفه‌ی تحریک دو جهته به هم وابسته بودند. بنابراین انجام تحلیل مستقل در هر جهت ضروری نبود. علاوه بر آن، سلیمانی و همکارانش [۴۲] روش E-MPA را که یک روش پوش‌آور چند مودی بر اساس روش انرژی می‌باشد، پیشنهاد دادند. این روش مشابه روش پوش‌آور مودال MPA بوده و تفاوت آن‌ها در چگونگی استخراج منحنی ظرفیت سازه می‌باشد. در روش E-MPA، منحنی ظرفیت سازه بر اساس کار انجام یافته توسط نیروها و لنگرهای جانبی وارده در طی تحلیل پوش‌آور (یا انرژی جذب شده) بدست آمد. در تحقیق دیگری، پورشاء و همکارانش [۴۳] روش CMP توسعه یافته را برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های بلند نامتقارن در پلان تحت اثر تحریک دو جهته پیشنهاد دادند که در آن اثرات پیچش و نیز اثرات موده‌های بالاتر لحاظ گردید. پاسخ سازه در این روش به صورت مستقل در دو جهت x و y تعیین شد و پاسخ نهایی از ترکیب آن‌ها با استفاده از روش جذر مجموع مربعات (SRSS) بدست آمد. علاوه بر آن، بلجو و بنتو [۴۴] روش پوش‌آور مودال را برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های نامنظم تحت اثر تحریک یک و دو جهته و با در نظر گرفتن تغییر شکل سازه در محدوده‌ی رفتار غیرالاستیک معرفی نمودند.

اکثر روش‌های پوش‌آور سه بعدی پیشنهادی توسط محققان چند بار اجرا بوده و تحلیل پوش‌آور در دو جهت x و y به طور مستقل انجام می‌شود. سپس پاسخ نهایی سازه از ترکیب پاسخ‌های حاصل بدست می‌آید. در این صورت علاوه بر اینکه تحلیل سازه پروسه‌ای حجیم و زمان‌بر خواهد بود، اثرات تحریک همزمان در دو جهت نیز در نظر گرفته نخواهد شد. بنابراین انجام پژوهش در مورد چگونگی تعیین الگوی بار برای تحلیل پوش‌آور یک بار اجرا برای سازه‌های سه بعدی تحت اثر تحریک دو جهته‌ی همزمان، لازم و ضروری می‌باشد. در این مقاله یک روش پوش‌آور کاربردی جدید یک بار اجرا با حجم محاسباتی کم جهت تحلیل پوش‌آور مودال سازه‌های نامنظم در پلان تحت اثر تحریک دو جهته‌ی همزمان پیشنهاد شده است.

۳- معرفی روش پیشنهادی

در روش پیشنهادی (Proposed Method) PM، الگوی بار بر اساس برش و پیچش مودال ترکیبی طبقات ناشی از تحریک همزمان در دو جهت x و y تعیین شد. به طوریکه، نیروهای اعمالی در موده‌های مختلف و متناسب با دو جهت x و y ترکیب شده و یک بردار الگوی بار برای تحریک دو جهته‌ی همزمان حاصل گردید. بنابراین برای تعیین پاسخ سازه تحت اثر تحریک دو جهته‌ی همزمان، انجام فقط یک تحلیل پوش‌آور کافی می‌باشد. لذا، در این روش اثرات تسلیم سازه در یک جهت ناشی از تحریک دو جهته، در رفتار غیرالاستیک سازه‌ها لحاظ می‌گردد و در آن، بر خلاف تحلیل‌های پوش‌آور چند بار اجرا، نیاز به انجام تحلیل‌های مستقل در دو جهت مختلف و یا انجام تحلیل‌های متعدد به منظور در نظر گرفتن اثر موده‌های بالاتر نیست.

در این تحقیق، به منظور در نظر گرفتن تغییرات آبی مشخصات غیرخطی سازه در طول تحلیل پوش‌آور، منحنی ظرفیت سازه بر اساس روش Adaptive Capacity Spectrum Method (ACSM) [۴۵] در دو جهت x و y به طور مستقل استخراج شد. در این روش جهت

تبدیل مختصات منحنی پوش آور سازه‌ی چند درجه آزادی به مختصات منحنی ظرفیت سازه‌ی یک درجه آزادی معادل، از بردار جابجایی آنی مرکز جرم سازه به منظور بهنگام کردن جرم موثر در هر گام استفاده شد.

در ادامه، مراحل گام به گام روش پیشنهادی ارائه می‌شود که در آن گام‌های ۱ الی ۱۱ مربوط به تعیین شکل الگوی بار بوده و گام‌های ۱۲ الی ۱۷ مربوط به تبدیل منحنی پوش آور سازه‌ی چند درجه آزادی به منحنی ظرفیت سازه‌ی یک درجه آزادی معادل بر اساس روش ACSM و تعیین پاسخ سازه می‌باشد.

۳-۱- مراحل گام به گام روش پیشنهادی PM

۱- ساخت مدل سه بعدی سازه

۲- انجام تحلیل مودال و تعیین اشکال مودی سازه (ϕ_j)

۳- تهیه‌ی طیف الاستیک شتاب زلزله‌ی مورد نظر در دو جهت x و y . لازم به ذکر است که در این مقاله، مولفه‌ی زلزله با ماکزیمم شتاب بزرگتر به جهت x اختصاص داده شده و این جهت، جهت تحریک اصلی در نظر گرفته شده است.

۴- محاسبه‌ی نیروها و پیچش مودال در تراز طبقات مختلف برای تعداد مودهای انتخابی و متناسب با هر یک از جهات x و y .

الف) جهت x :

$$F_{x_{ij}}^x = \Gamma_j^x \Phi_{x_{ij}} m_{x_i} S_{a_j}^x \quad (1)$$

$$F_{y_{ij}}^x = \Gamma_j^x \Phi_{y_{ij}} m_{y_i} S_{a_j}^x \quad (2)$$

$$T_{\theta_{ij}}^x = \Gamma_j^x \Phi_{\theta_{ij}} I_{\theta_i} S_{a_j}^x \quad (3)$$

ب) جهت y :

$$F_{x_{ij}}^y = \Gamma_j^y \Phi_{x_{ij}} m_{x_i} S_{a_j}^y \quad (4)$$

$$F_{y_{ij}}^y = \Gamma_j^y \Phi_{y_{ij}} m_{y_i} S_{a_j}^y \quad (5)$$

$$T_{\theta_{ij}}^y = \Gamma_j^y \Phi_{\theta_{ij}} I_{\theta_i} S_{a_j}^y \quad (6)$$

که در آن‌ها، i شماره‌ی طبقه، Γ_j^x و Γ_j^y ضریب مشارکت مود j متناسب با جهات x و y ، $\Phi_{x_{ij}}$ و $\Phi_{y_{ij}}$ مؤلفه‌ی i ام بردار مود j در جهات x و y ، $\Phi_{\theta_{ij}}$ مؤلفه‌ی i ام بردار مود j در جهت پیچش، $S_{a_j}^x$ و $S_{a_j}^y$ مقدار شتاب طیفی متناسب با مود j در جهات x و y ، m_{x_i} و m_{y_i} جرم‌های انتقالی طبقه‌ی i ام در جهات x و y و I_{θ_i} جرم پیچشی طبقه‌ی i ام می‌باشند.

۵- محاسبه‌ی برش مودال و پیچش مودال کل در تراز طبقات مختلف برای تعداد مودهای انتخابی و متناسب با هر یک از جهات x و y .

الف) جهت x :

$$SS_{x_{ij}}^x = \sum_{h=i}^n F_{x_{hj}}^x \quad (7)$$

$$SS_{y_{ij}}^x = \sum_{h=i}^n F_{y_{hj}}^x \quad (8)$$

$$ST_{\theta_{ij}}^x = \sum_{h=i}^n T_{\theta_{hj}}^x \quad (9)$$

(ب) جهت y :

$$SS_{x_{ij}}^y = \sum_{h=i}^n F_{x_{hj}}^y \quad (10)$$

$$SS_{y_{ij}}^y = \sum_{h=i}^n F_{y_{hj}}^y \quad (11)$$

$$ST_{\theta_{ij}}^y = \sum_{h=i}^n T_{\theta_{hj}}^y \quad (12)$$

که در آن‌ها، $SS_{x_{ij}}^x$ و $SS_{y_{ij}}^x$ برش طبقه در جهات x و y و $ST_{\theta_{ij}}^x$ پیچش طبقه در تراز طبقه‌ی i ام در مود z ام متناسب با جهت x می‌باشند. $SS_{x_{ij}}^y$ ، $SS_{y_{ij}}^y$ و $ST_{\theta_{ij}}^y$ مقادیر مشابه متناسب با جهت y می‌باشند.

۶- ترکیب برش‌ها و پیچش‌های مودی حاصل از مودهای مختلف با استفاده از روش ترکیب مودال CQC و محاسبه‌ی برش مودال ترکیبی و پیچش مودال ترکیبی در تراز طبقات مختلف متناسب با هر یک از جهات x و y :

(الف) جهت x :

$$CSS_{x_i}^x = \sqrt{\sum_j^m \sum_k^m \rho_{jk} SS_{x_{ij}}^x SS_{x_{ik}}^x} \quad (13)$$

$$CSS_{y_i}^x = \sqrt{\sum_j^m \sum_k^m \rho_{jk} SS_{y_{ij}}^x SS_{y_{ik}}^x} \quad (14)$$

$$CST_{\theta_i}^x = \sqrt{\sum_j^m \sum_k^m \rho_{jk} ST_{\theta_{ij}}^x ST_{\theta_{ik}}^x} \quad (15)$$

(ب) جهت y :

$$CSS_{x_i}^y = \sqrt{\sum_j^m \sum_k^m \rho_{jk} SS_{x_{ij}}^y SS_{x_{ik}}^y} \quad (16)$$

$$CSS_{y_i}^y = \sqrt{\sum_j^m \sum_k^m \rho_{jk} SS_{y_{ij}}^y SS_{y_{ik}}^y} \quad (17)$$

$$CST_{\theta_i}^y = \sqrt{\sum_j^m \sum_k^m \rho_{jk} ST_{\theta_{ij}}^y ST_{\theta_{ik}}^y} \quad (18)$$

که در آن‌ها، $CSS_{x_i}^x$ و $CSS_{y_i}^x$ برش مودال ترکیبی طبقه‌ی i ام در جهات x و y و $CST_{\theta_i}^x$ پیچش مودال ترکیبی طبقه‌ی i ام متناسب با جهت x می‌باشند. $CSS_{x_i}^y$ ، $CSS_{y_i}^y$ و $CST_{\theta_i}^y$ مقادیر مشابه متناسب با جهت y می‌باشند.

$$\rho_{jk} = \frac{8 \times \sqrt{\xi_j \xi_k} (\beta_{jk} \xi_k + \xi_j) \beta_{jk}^{1.5}}{(1 - \beta_{jk}^2)^2 + 4 \xi_j \xi_k \beta_{jk} (1 + \beta_{jk}^2) + 4(\xi_j^2 + \xi_k^2) \beta_{jk}^2} \quad (19)$$

که در آن، ξ_j و ξ_k میرایی متناسب با مودهای z و k بوده و $\beta_{jk} = \omega_j / \omega_k$ نسبت فرکانسی دو مود ذکر شده می‌باشد.

۷- محاسبه‌ی برش و پیچش مودال ترکیبی در تراز طبقات مختلف ناشی از تحریک همزمان در دو جهت x و y ، با استفاده از روش جذر مجموع مربعات (SRSS).

$$CSS_{x_i}^{xy} = \sqrt{(CSS_{x_i}^x)^2 + (CSS_{x_i}^y)^2} \quad (20)$$

$$CSS_{y_i}^{xy} = \sqrt{(CSS_{y_i}^x)^2 + (CSS_{y_i}^y)^2} \quad (21)$$

$$CST_{\theta_i}^{xy} = \sqrt{(CST_{\theta_i}^x)^2 + (CST_{\theta_i}^y)^2} \quad (22)$$

۸- استخراج مقدار و جهت مؤلفه‌های الگوی بار افزایشی در تراز طبقات مختلف از روی برش و پیچش مودال ترکیبی طبقات ناشی از تحریک همزمان در دو جهت x و y . در این الگوی بار، اثرات مشارکت مودهای بالاتر و پیچشی و اندرکنش بین آن‌ها در ناحیه‌ی غیرالاستیک و نیز محتوی فرکانسی طیف طراحی در نظر گرفته شده است.

$$\begin{cases} F_{x_n}^{xy} = CSS_{x_n}^{xy} \\ F_{x_i}^{xy} = CSS_{x_i}^{xy} - CSS_{x_{i+1}}^{xy} \quad i = 1, 2, \dots, (n-1) \end{cases} \quad (23)$$

$$\begin{cases} F_{y_n}^{xy} = CSS_{y_n}^{xy} \\ F_{y_i}^{xy} = CSS_{y_i}^{xy} - CSS_{y_{i+1}}^{xy} \quad i = 1, 2, \dots, (n-1) \end{cases} \quad (24)$$

$$\begin{cases} T_{\theta_n}^{xy} = CST_{\theta_n}^{xy} \\ T_{\theta_i}^{xy} = CST_{\theta_i}^{xy} - CST_{\theta_{i+1}}^{xy} \quad i = 1, 2, \dots, (n-1) \end{cases} \quad (25)$$

که در آن‌ها، $F_{x_i}^{xy}$ و $F_{y_i}^{xy}$ مؤلفه‌های i ام بردار الگوی بار در دو جهت x و y و $T_{\theta_i}^{xy}$ مؤلفه‌ی i ام پیچشی بردار الگوی بار ناشی از تحریک همزمان در دو جهت x و y می‌باشند.

مراحل استخراج الگوی بار پیشنهادی تحت اثر تحریک همزمان در دو جهت x و y در شکل ۱ نشان داده شده است.

۹- نرمال کردن الگوی بار افزایشی نسبت به مجموع مؤلفه‌های نیرویی الگوی بار در جهت x (جهت تحریک اصلی با ماکزیمم شتاب).

$$\bar{F}_{x_i}^{xy} = F_{x_i}^{xy} / \sum F_{x_i}^{xy} \quad (26)$$

$$\bar{F}_{y_i}^{xy} = F_{y_i}^{xy} / \sum F_{y_i}^{xy} \quad (27)$$

$$\bar{T}_{\theta_i}^{xy} = T_{\theta_i}^{xy} / \sum T_{\theta_i}^{xy} \quad (28)$$

که در آن، $\bar{F}_{x_i}^{xy}$ و $\bar{F}_{y_i}^{xy}$ مؤلفه‌های i ام بردار الگوی بار نرمال شده در دو جهت x و y و $\bar{T}_{\theta_i}^{xy}$ مؤلفه‌ی i ام پیچشی بردار الگوی بار نرمال شده ناشی از تحریک همزمان در دو جهت x و y می‌باشند.

۱۰- مقیاس کردن بردار الگوی بار نرمال شده در گام ۹ بر اساس مقدار برش پایه افزایشی در هر مرحله بارگذاری در جهت x .

$$\Delta F_{x_i}^{xy} = \Delta V_b^x \times \bar{F}_{x_i}^{xy} \quad (29)$$

$$\Delta F_{y_i}^{xy} = \Delta V_b^x \times \bar{F}_{y_i}^{xy} \quad (30)$$

$$\Delta T_{\theta_i}^{xy} = \Delta V_b^x \times \bar{T}_{\theta_i}^{xy} \quad (31)$$

۱۱- اعمال بردار بار افزایشی نرمال شده در گام ۱۰ به مدل سازه‌ای و رکورد پاسخ‌های سازه‌ای مورد نظر.

۱۲- استخراج بردار جابجایی مراکز جرم سازه در دو جهت انتقالی و یک جهت دورانی (D_k) با استفاده از رکوردهای ثبت شده در مرحله‌ی قبل. بردار حاصل به عنوان شکل مود فرضی آنی حاکم سازه در گام k تحلیل پوش‌آور (بر اساس روش ACSM) در نظر گرفته می‌شود.

۱۳- محاسبه ی جرم موثر آنی سازه در دو جهت x و y با استفاده از بردار جابجایی حاصل از گام ۱۲.

$$M_k^{*x} = \frac{(D_k^T M t_x)^2}{D_k^T M D_k} \quad (32)$$

$$M_k^{*y} = \frac{(D_k^T M t_y)^2}{D_k^T M D_k} \quad (33)$$

که در آن، M_k^{*x} و M_k^{*y} جرم موثر آنی سازه در دو جهت x و y ، M ماتریس جرم سازه ی سه بعدی، $t_x = \langle 1 \ 0 \ 0 \rangle^T$ و $t_y = \langle 0 \ 1 \ 0 \rangle^T$ بردار یکه در جهات x و y می باشند.

۱۴- تشکیل منحنی نیرو-جابجایی سازه ی یک درجه آزادی معادل غیرالاستیک (طیف شتاب-جابجایی Sa-Sd) در دو جهت x و y و ایده آل سازی منحنی های طیف ظرفیت حاصل به صورت دو خطی (شکل ۲-a).

الف) جهت x :

$$S_{a.k}^x = \frac{V_{bxxk}^{xy}}{M_k^{*x}} \quad (34)$$

$$S_{d.k}^x = \frac{D_k^T M D_k}{D_k^T M t_x} \quad (35)$$

ب) جهت y :

$$S_{a.k}^y = \frac{V_{byk}^{xy}}{M_k^{*y}} \quad (36)$$

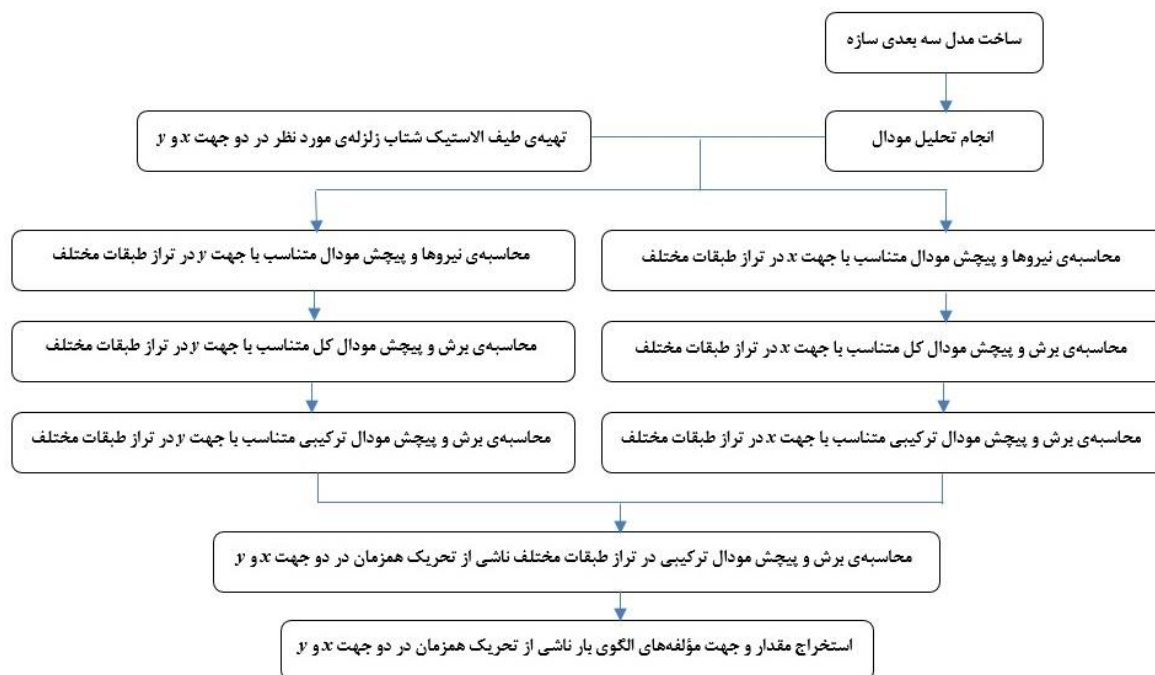
$$S_{d.k}^y = \frac{D_k^T M D_k}{D_k^T M t_y} \quad (37)$$

۱۵- محاسبه ی تغییرمکان هدف هر یک از سازه های یک درجه آزادی متناسب با جهات x و y : بدین منظور با قطع دادن منحنی نیرو-جابجایی سازه ی یک درجه آزادی معادل غیرالاستیک جهت مورد نظر (x یا y) با طیف پاسخ غیر الاستیک شتاب-جابجایی، نقطه عملکرد و یا به عبارتی تغییر مکان هدف مشخص می شود. در مطالعه ی حاضر جهت ارزیابی دقت روش پیشنهادی، تغییر مکان هدف مستقیماً بر اساس حداکثر جابجایی حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی سیستم یک درجه آزادی معادل در جهات x و y تحت اثر مؤلفه های یک زوج شتابنگاشت محاسبه می شود. بدین صورت که حداکثر جابجایی حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی سیستم یک درجه آزادی معادل متناسب با جهت x تحت اثر مؤلفه ی x شتابنگاشت مورد نظر، تغییرمکان هدف متناسب با جهت x (td_x^x) بوده و مقدار مشابه سیستم یک درجه آزادی معادل متناسب با جهت y تحت اثر مؤلفه ی y شتابنگاشت مورد نظر، تغییرمکان هدف متناسب با جهت y (td_y^y) می باشد (شکل ۲-b).

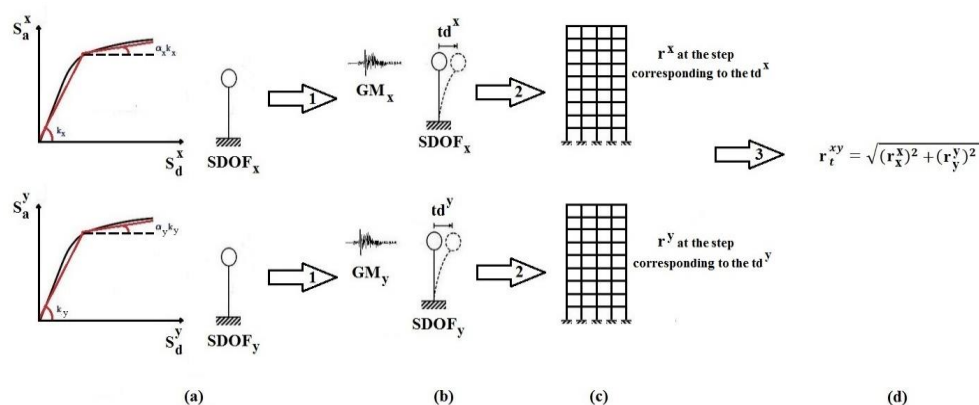
۱۶- جابجایی بام سازه ی اصلی متناظر با تغییرمکان های هدف td_x^x و td_y^y محاسبه شده و در گام های بارگذاری تحلیل پوش آور متناظر با جابجایی های بدست آمده، پاسخ های سازه متناسب با جهات مختلف استخراج می شوند (r_x^x و r_y^y)، (شکل ۲-c).

۱۷- پاسخ دینامیکی کل سازه ناشی از تحریک همزمان در دو جهت x و y (r_t^{xy}) از ترکیب r_x^x و r_y^y با استفاده از قانون ترکیب جذر مجموع مربعات (SRSS) محاسبه می شود (شکل ۲-d).

$$r_t^{xy} = \sqrt{(r_x^x)^2 + (r_y^y)^2} \quad (38)$$



شکل ۱: فلوچارت استخراج الگوی بار پیشنهادی



شکل ۲: (a) استخراج سازه‌های یک درجه آزادی معادل متناسب با جهات x و y ، (b) محاسبه تغییر مکان هدف هر یک از سازه‌های یک درجه آزادی معادل متناسب با جهات x و y ، (c) استخراج پاسخ سازه در گام متناسب با تغییر مکان‌های هدف td_x^x و td_y^y و (d) محاسبه پاسخ دینامیکی کل سازه ناشی از تحریک همزمان در دو جهت x و y .

۴- ارزیابی روش‌های مورد مطالعه

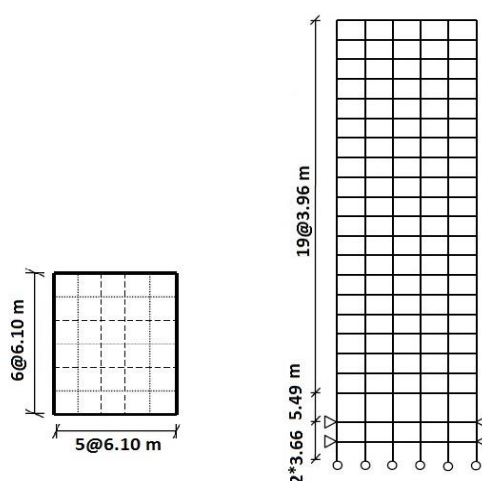
در این قسمت دقت و کارایی روش پوش‌آور پیشنهادی PM در مقایسه با دو روش پوش‌آور رایج به نام‌های MPA [۳۷] و M1 مورد بررسی قرار می‌گیرد. بدین منظور، روش‌های تحلیل پوش‌آور مورد مطالعه بر روی یک سازه‌ی سه بعدی نامنظم در پلان تحت اثر هفت زوج شتابنگاشت اعمال شد و پاسخ‌های حاصل از آن‌ها با پاسخ حاصل از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی به عنوان پاسخ دقیق مقایسه گردید.

لازم به ذکر است که در این تحقیق، از روش تحلیل تاریخچه‌ی زمانی فقط به عنوان یک روش دقیق برای بررسی کارایی روش‌های تحلیل پوش‌آور مورد مطالعه استفاده شده است. بدین معنی که با در نظر گرفتن پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی به عنوان پاسخ

معیار، پاسخ‌های حاصل از روش‌های پوش‌آور با پاسخ معیار مقایسه شد. علاوه بر آن، با بررسی خطای هر یک از روش‌های تحلیل پوش‌آور در تخمین پاسخ سازه نسبت به پاسخ معیار، کارایی آن‌ها مورد بحث قرار گرفت.

۴-۱- مدل سازه‌ای

در این تحقیق از یک سازه‌ی ۲۰ طبقه به نام SAC-20 به منظور ارزیابی روش‌های مورد مطالعه استفاده شد. این سازه توسط گروه تحقیقاتی SAC آمریکا بر اساس آیین‌نامه‌ی UBC 1994 برای منطقه لوس‌آنجلس و برای خاک نوع S2 (خاک سخت، stiff soil) طراحی شده است. سیستم باربر جانبی سازه، قاب خمشی فولادی پیرامونی است که در آن، مقاومت تسلیم تیرها و ستون‌ها به ترتیب برابر با ۲۴۸ و ۳۴۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. ارتفاع طبقه‌ی اول این سازه برابر با ۵/۵ متر و ارتفاع سایر طبقات برابر با ۴ متر می‌باشد (شکل ۳). مقاطع مورد استفاده در این سازه، در شکل ۴ نمایش داده شده است. برای کسب اطلاعات بیشتر در مورد سازه‌ی SAC-20 به منبع [۴۶] مراجعه نمایید.



شکل ۳: پلان و نمای سازه‌ی SAC-20

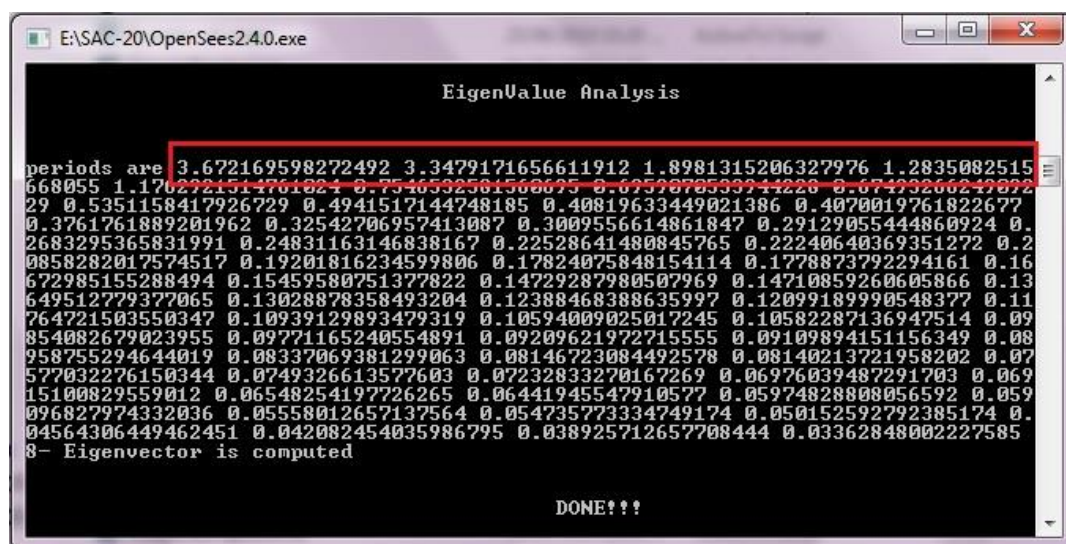
Story/Floor	COLUMNS		DOUBLER PLATES (in)	GIRDER	COLUMNS		BEAMS	
	Exterior	Interior			40 feet span	20 feet span		
2/-1	15X15X2.00	W24X335	0.0	W14X22	W14X550	W21X50	W14X22	W14X22
-1/1	15X15X2.00	W24X335	0.0	W30X99	W14X550	W24X68	W21X50	W14X22
1/2	15X15X2.00	W24X335	0.0	W30X99	W14X550	W21X50	W21X50	W14X22
2/3	15X15X2.00, 15X15X1.25	W24X335, W24X335	0.0	W30X99	W14X550, W14X455	W21X50	W21X50	W14X22
3/4	15X15X1.25	W24X335	0.0	W30X99	W14X455	W21X50	W21X50	W14X22
4/5	15X15X1.25	W24X335	0.0	W30X99	W14X455	W21X50	W21X50	W14X22
5/6	15X15X1.25, 15X15X1.00	W24X335, W24X229	0.0	W30X108	W14X455, W14X370	W21X50	W21X50	W14X22
6/7	15X15X1.00	W24X229	0.0	W30X108	W14X370	W21X50	W21X50	W14X22
7/8	15X15X1.00	W24X229	0.0	W30X108	W14X370	W21X50	W21X50	W14X22
8/9	15X15X1.00, 15X15X1.00	W24X229, W24X229	0.0	W30X108	W14X370, W14X311	W21X50	W21X50	W14X22
9/10	15X15X1.00	W24X229	0.0	W30X108	W14X311	W21X50	W21X50	W14X22
10/11	15X15X1.00	W24X229	0.0	W30X108	W14X311	W21X50	W21X50	W14X22
11/12	15X15X1.00, 15X15X1.00	W24X229, W24X192	0.0	W30X99	W14X311, W14X257	W21X50	W21X50	W14X22
12/13	15X15X1.00	W24X192	0.0	W30X99	W14X257	W21X50	W21X50	W14X22
13/14	15X15X1.00	W24X192	0.0	W30X99	W14X257	W21X50	W21X50	W14X22
14/15	15X15X1.00, 15X15X0.75	W24X192, W24X131	0.5/8	W30X99	W14X257, W14X176	W21X50	W21X50	W14X22
15/16	15X15X0.75	W24X131	0.5/8	W30X99	W14X176	W21X50	W21X50	W14X22
16/17	15X15X0.75	W24X131	0.5/8	W30X99	W14X176	W21X50	W21X50	W14X22
17/18	15X15X0.75, 15X15X0.75	W24X131, W24X117	0.5/8	W27X84	W14X176, W14X108	W21X50	W21X50	W14X22
18/19	15X15X0.75	W24X117	0.5/8	W27X84	W14X108	W21X50	W21X50	W14X22
19/20	15X15X0.75, 15X15X0.50	W24X117, W24X84	0.0	W24X62	W14X108	W21X50	W21X50	W14X22
20/Roof	15X15X0.50	W24X84	0.0	W21X50	W14X108, W14X43	W21X44	W21X44	W12X16

شکل ۴: مقاطع مورد استفاده در سازه‌ی SAC-20 (جدول اقتباس شده از منبع [۴۶])

برای مدل‌سازی سه بعدی سازه‌ی مورد مطالعه، از نرم‌افزار OpenSees [۴۷] استفاده شد که در آن، تیرها و ستون‌ها با استفاده از المان تیرستون غیرخطی (Nonlinear-Beam-Column elements) با مقاطع فایبر مدل گردید. به منظور لحاظ کردن میرایی در مدل‌سازی، میرایی رایلی برابر با ۰.۵٪ برای مود اول با پریود T_1 و مودی که دارای پریود $0.1T_1$ می‌باشد، اختصاص داده شد.

جهت صحت‌سنجی مدل‌سازی انجام یافته در این تحقیق، زمان تناوب چند مود اول حاصل از تحلیل سازه‌ی مدل‌سازی شده با نرم‌افزار OpenSees، با زمان تناوب‌های ارائه شده برای این سازه در یکی از مقالات معتبر مقایسه شد. شاکری و همکاران [۴۸]، برای در نظر

گرفتن اثرات پیچش در ساختمان، مرکز جرم طبقات سازه‌ی SAC-20 را به میزان ۱۰ درصد بعد پلان در جهت x جابجا کردند و زمان تناوب‌های سازه را به شرح جدول (۱)، گزارش دادند. همانطوریکه در این جدول نشان داده شده است، زمان تناوب‌های حاصل از تحلیل سازه‌ی SAC-20 مدل‌سازی شده در این تحقیق از انطباق خوبی با نتایج گزارش شده در منبع [۴۸] دارند. لازم به ذکر است که زمان تناوب همگی موده‌های سازه‌ی SAC-20 با ۱۰٪ خروج از مرکزیت در جهت x که در این تحقیق مدل شد، در شکل ۵ نشان داده شده است. در این شکل، زمان تناوب چهار مود اول در کادر قرمز رنگ مشخص شده است.

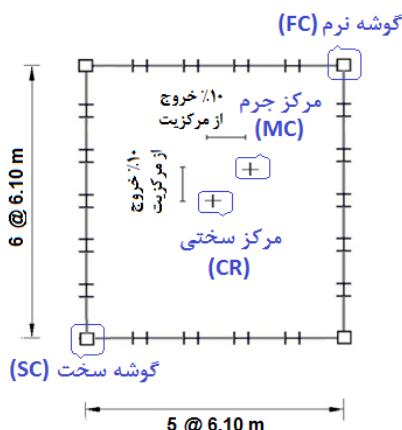


شکل ۵: زمان تناوب چهار مود اول سازه‌ی SAC-20 با خروج از مرکزیت ۱۰٪ در جهت x، مدل‌سازی شده با نرم‌افزار Opensees

جدول ۱: زمان تناوب چهار مود اول سازه‌ی SAC-20 با خروج از مرکزیت ۱۰٪ در جهت x، مدل‌سازی شده با نرم‌افزار Opensees و زمان تناوب‌های گزارش شده در منبع [۴۶]

مدل	زمان تناوب (sec.)			
	T ₁	T ₂	T ₃	T ₄
سازه‌ی مدل‌سازی شده در منبع [۴۸]	3.70	3.34	1.76	1.30
سازه‌ی مدل‌سازی شده در این تحقیق	3.67	3.35	1.90	1.28

در این مقاله، به منظور بررسی اثرات پیچش در ساختمان و بررسی کارایی روش پیشنهادی در سازه‌های نامنظم دو جهته، با ثابت نگه داشتن سختی سازه، مرکز جرم هر طبقه به میزان ۱۰ درصد بعد پلان در هر دو جهت x و y جابجا شد (شکل ۶). زمان تناوب چهار مود اول سازه‌ی نامنظم مورد مطالعه در جدول (۲) ارائه شده است.



شکل ۶: پلان سازه‌ی SAC-20 با ده درصد خروج از مرکزیت در هر دو جهت x و y

جدول ۲: زمان تناوب چهار مود اول سازه‌ی مورد مطالعه با خروج از مرکزیت در دو جهت x و y

زمان تناوب (sec.)			
T ₁	T ₂	T ₃	T ₄
3.73	3.34	1.87	1.31

لازم به ذکر است که منظور از سازه‌ی مورد مطالعه در ادامه‌ی مقاله، سازه‌ی SAC-20 نامنظم در پلان با خروج از مرکزیت در دو جهت x و y می‌باشد.

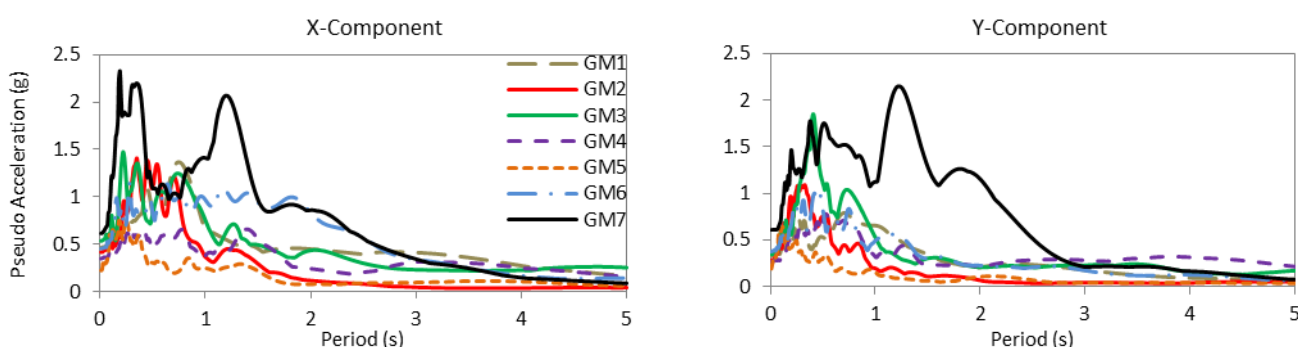
۲-۴- مشخصات شتابنگاشت‌های مورد مطالعه

در این تحقیق از هفت زوج شتابنگاشت نزدیک گسل با بزرگی ۶/۵ تا ۷/۴ استفاده شد. این شتابنگاشت‌ها دارای سرعت موج برشی متوسط بین ۲۱۱ تا ۳۴۹ متر بر ثانیه بوده و متعلق به خاک نوع S2 طبق آیین‌نامه‌ی UBC 1994 می‌باشند. بنابراین خاک محل ثبت رکوردهای انتخابی با خاک محل سازه سازگار بود.

مشخصات شتابنگاشت‌های مورد مطالعه در جدول (۳) ارائه شده است. علاوه بر آن، طیف پاسخ شتاب هر یک از مؤلفه‌های شتابنگاشت‌ها در شکل ۷ نمایش داده شده است.

جدول ۳: مشخصات شتابنگاشت‌های مورد مطالعه

شماره شتابنگاشت	شتابنگاشت	سال	M _w	ایستگاه	جهت X		جهت Y	
					مؤلفه	PGA (g)	مؤلفه	PGA (g)
GM1	Imperial Valley	1979	6.5	El Centro Array #7	H-E07230	0.463	H-E07140	0.338
GM2	Landers	1992	7.3	Coolwater	RSN848_LANDER S_CLW-TR	0.417	RSN848_LANDER S_CLW-LN	0.283
GM3	Duzce, Turkey	1999	7.1	Duzce	DZC270	0.535	DZC180	0.348
GM4	Kocaeli, Turkey	1999	7.4	Yarimca	YPT330	0.349	YPT060	0.268
GM5	San Fernando	1971	6.6	LA - Hollywood Stor FF	RSN68_SFERN_P EL090	0.225	RSN68_SFERN_P EL180	0.195
GM6	Superstition Hills	1987	6.7	Parachute Test Site	B-PTS225	0.455	B-PTS315	0.377
GM7	Kobe, Japan	1995	6.9	Takatori	TAK090	0.62	TAK000	0.61



شکل ۷: طیف پاسخ شتاب مؤلفه‌های x و y هر یک از شتابنگاشت‌های مورد مطالعه $\zeta = 5\%$

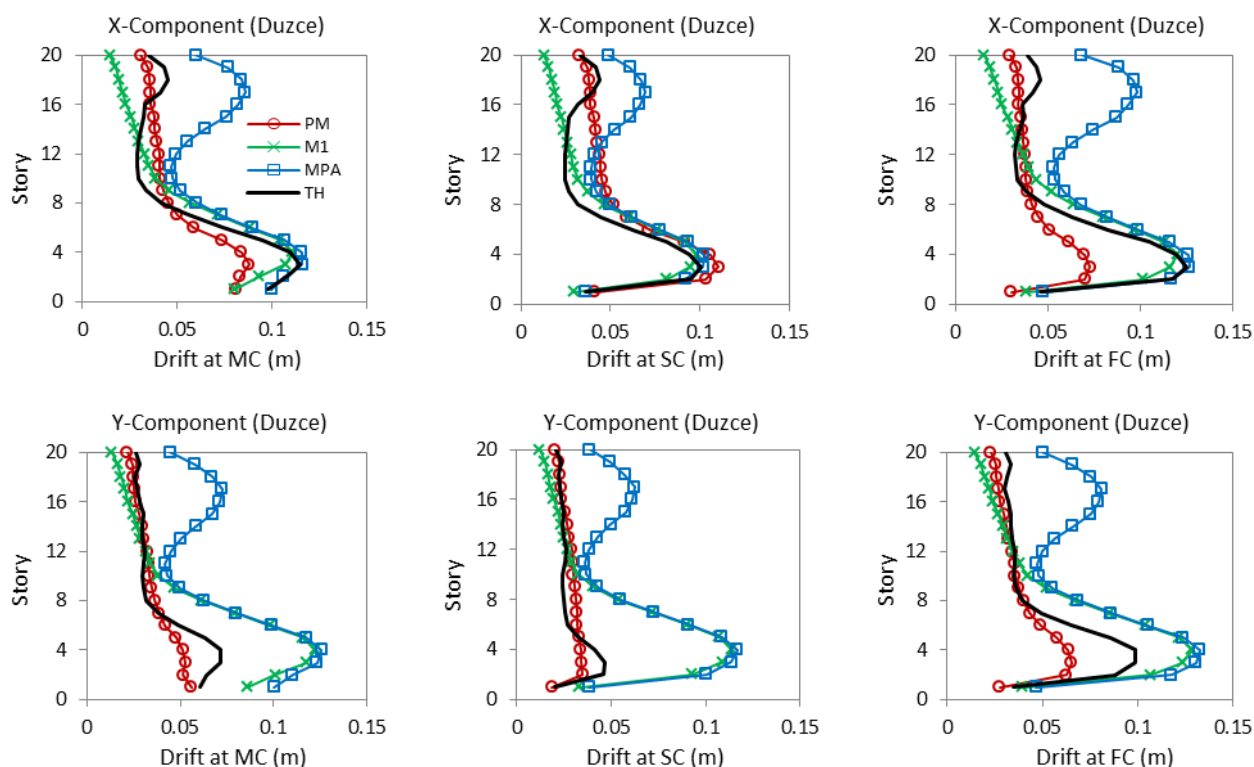
۳-۴- پیش بینی جابجایی نسبی بین طبقات

به منظور ارزیابی دقت و کارایی روش پیشنهادی و مقایسه‌ی آن با سایر روش‌های پوش‌آور مورد مطالعه، پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت اثر هر یک از زوج شتابنگاشت‌های انتخاب شده به عنوان پاسخ دقیق در نظر گرفته شد و پاسخ‌های حاصل از روش پیشنهادی و نیز روش‌های پوش‌آور [۳۷] MPA و M1، با این پاسخ مقایسه گردید. در روش MPA، تحلیل پوش‌آور سازه

متناسب با مودهای مختلف در دو جهت x و y به طور مستقل انجام شد و از ترکیب آن‌ها پاسخ نهایی سازه محاسبه شد. به منظور انجام تحلیل پوش‌آور M1 تحت اثر تحریک دو جهته، از اولین مود غالب در هر جهت (x و y) برای تعیین الگوی بار در آن جهت استفاده شد. به نحوی که، با اعمال الگوی بار تعیین شده‌ی هر جهت به سازه به صورت جداگانه، مؤلفه‌های x و y پاسخ‌های سازه‌ای ناشی از تحریک در جهت مورد نظر (x یا y) تعیین گردید. در آخرین مرحله، پاسخ نهایی با ترکیب پاسخ‌های حاصل از دو جهت x و y با استفاده از روش SRSS محاسبه شد.

با توجه به اینکه پیچش در سازه‌های نامنظم سبب ایجاد جابجایی‌های نسبی متفاوت در نقاط مختلف پلان می‌شود، بنابراین به منظور بررسی بهتر روش‌های مورد مطالعه، جابجایی نسبی طبقات در سه نقطه از پلان سازه‌ی مورد بررسی رکورد گردید. این نقاط عبارتند از: مرکز جرم سازه (Mass Center, MC)، گوشه‌ی نرم (Flexible Corner, FC) و گوشه‌ی سخت (Stiff Corner, SC). گوشه‌ی نرم نزدیکترین نقطه‌ی پلان به مرکز جرم و گوشه‌ی سخت دورترین آن می‌باشد (شکل ۶).

در شکل ۸ جابجایی نسبی طبقات در نقاط MC، SC و FC ناشی از تحریک دو جهته تحت اثر زوج شتابنگاشت Duzce (به عنوان یک نمونه زوج شتابنگاشت از بین هفت زوج شتابنگاشت مورد مطالعه) حاصل از روش پوش‌آور پیشنهادی PM و روش‌های M1 و MPA نمایش داده شده است. با توجه به این شکل، نتایج حاصل از روش PM در بیشتر موارد به نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نزدیک بود.



شکل ۸: جابجایی نسبی طبقات در نقاط MC، SC و FC در دو جهت x و y حاصل از روش‌های پوش‌آور مورد مطالعه و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت اثر زلزله‌ی Duzce

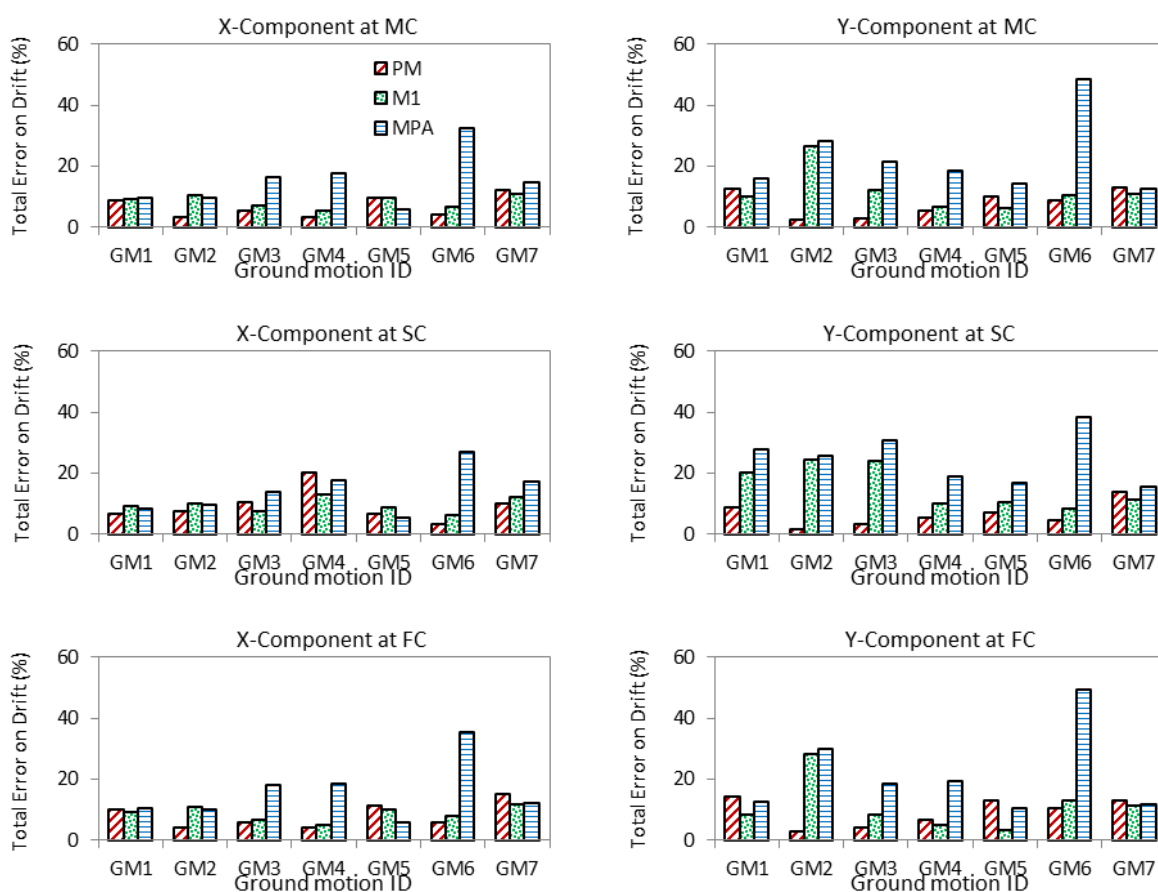
برای بررسی کارایی روش‌های مورد مطالعه، خطای هر روش در مقایسه با تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفت. بدین منظور شاخص خطای کلی (ناشی از خطاهای کل طبقات) طبق فرمول (۳۹) برای هر یک از روش‌های مورد مطالعه محاسبه گردید.

$$Total Error (\%) = 100 \times \frac{1}{n} \times \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta_{i-NTHA}^{x(or y)} - \Delta_{i-NSP}^{x(or y)}}{\Delta_{i-NTHA}^{x(or y)}} \right)^2} \quad (39)$$

که در آن، n تعداد طبقات و $\Delta_{i-NTHA}^{x(or y)}$ و $\Delta_{i-NSP}^{x(or y)}$ حداکثر جابجایی نسبی طبقه i ام در جهت x (یا y) ناشی از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و تحلیل پوش آور می‌باشند.

کمتر بودن شاخص خطای کلی برای یک روش تحلیل پوش آور، نشان دهنده‌ی نزدیکتر بودن پاسخ حاصل از آن تحلیل به پاسخ حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و در نتیجه بالا بودن دقت روش مورد بررسی می‌باشد.

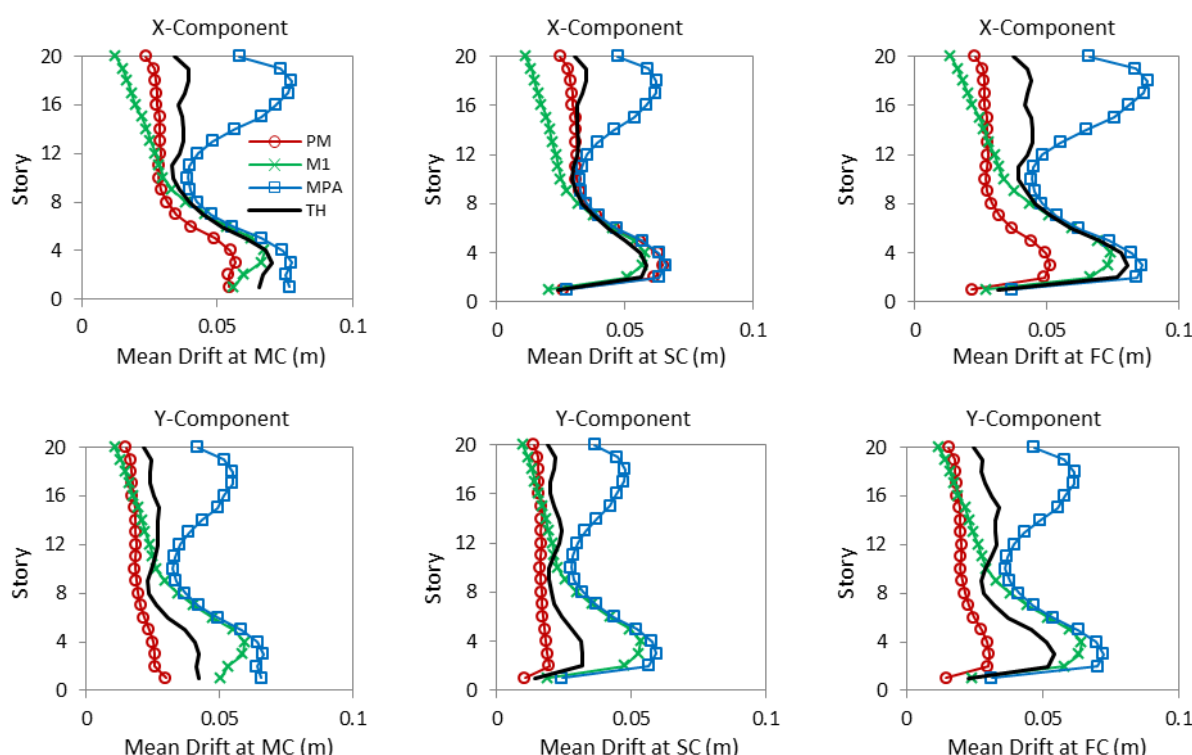
شاخص خطای کلی مؤلفه‌های x و y جابجایی نسبی در نقاط MC، SC و FC حاصل از روش‌های پوش آور PM، M1 و MPA نسبت به جابجایی نسبی حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت اثر هر یک از زوج شتابنگاشت‌های مورد مطالعه در شکل ۹ نمایش داده شده است. با توجه به این شکل، خطای کلی حاصل از روش پیشنهادی PM در بیشتر موارد کمتر از خطای کلی سایر روش‌ها بود. همچنین خطای کلی روش MPA تحت اثر بیشتر شتابنگاشت‌ها از خطای حاصل از روش M1 بیشتر بود.



شکل ۹: مقادیر شاخص خطای کل مؤلفه‌های x و y جابجایی نسبی در نقاط MC، SC و FC، حاصل از روش‌های پوش آور مورد مطالعه تحت اثر زوج شتابنگاشت‌های مورد بررسی

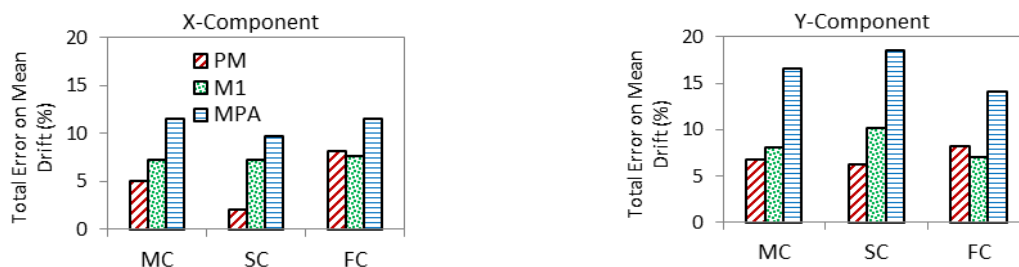
به منظور بررسی بهتر و مقایسه‌ی راحت‌تر روش پیشنهادی با سایر روش‌های مورد مطالعه، میانگین پاسخ‌های حاصل از هر یک از تحلیل‌های پوش آور تحت اثر هفت زوج شتابنگاشت مورد بررسی با نتیجه‌ی معیار مقایسه گردید. نتیجه‌ی معیار عبارت است از میانگین پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت اثر هفت زوج شتابنگاشت. هر چه میانگین پاسخ‌های حاصل از یک روش تحلیل پوش آور به پاسخ معیار نزدیکتر باشد، دقت آن روش در تخمین پاسخ‌های سازه بیشتر خواهد بود.

مؤلفه‌های x و y میانگین جابجایی نسبی حاصل از هر یک از روش‌های پوش‌آور مورد مطالعه و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت اثر هفت زوج شتابنگاشت در نقاط MC، SC و FC در شکل ۱۰ نمایش داده شده است. بر اساس این شکل، از بین روش‌های مورد بررسی، نتایج حاصل از روش M1 فقط در نقطه‌ی FC به پاسخ معیار نزدیکتر بود و در سایر موارد، میانگین جابجایی نسبی حاصل از روش پیشنهادی PM دقیق‌تر بود. همچنین، پاسخ‌های حاصل از روش MPA در مقایسه با پاسخ‌های حاصل از سایر روش‌ها، بیشترین اختلاف را با پاسخ معیار داشتند. با توجه به شکل ۱۰، شکل پروفیل میانگین جابجایی نسبی حاصل از روش پیشنهادی PM با شکل پروفیل جابجایی نسبی حاصل از تاریخچه زمانی غیرخطی تحت اثر هفت زوج شتابنگاشت سازگار بود. دلیل این موضوع، در نظر گرفتن اثرات مشارکت موده‌های بالاتر و پیچشی و اندرکنش بین آن‌ها در روش پیشنهادی می‌باشد.



شکل ۱۰: میانگین جابجایی نسبی طبقات سازه در نقاط MC، SC و FC در دو جهت x و y حاصل از روش‌های پوش‌آور مورد مطالعه و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت اثر هفت زوج شتابنگاشت

شاخص خطای کلی مؤلفه‌های x و y میانگین پاسخ‌های حاصل از روش‌های پوش‌آور مورد مطالعه نسبت به میانگین پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت اثر هفت زوج شتابنگاشت در شکل ۱۱ نمایش داده شده است. برای محاسبه‌ی این مقدار از فرمول (۳۹) استفاده شد، با این تفاوت که در آن برای پارامترهای $A_{I-NTHA}^{x(or y)}$ و $A_{I-NSP}^{x(or y)}$ از مقادیر میانگین حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و تحلیل پوش‌آور تحت اثر همه‌ی زوج شتابنگاشت‌ها به جای استفاده از پاسخ‌های حاصل ناشی از یک زوج شتابنگاشت استفاده گردید. بر اساس شکل ۱۱، خطای حاصل از روش پیشنهادی PM و M1 در نقطه‌ی FC تقریباً یکسان بود و در سایر موارد، خطای حاصل از روش پیشنهادی به طور قابل ملاحظه‌ای کمتر از خطای حاصل از سایر روش‌ها بود. علاوه بر آن، خطای حاصل از روش MPA در تمامی موارد بیشتر از خطای حاصل از روش‌های PM و M1 بود. حداکثر خطای کلی هر یک از روش‌های PM، M1 و MPA به ترتیب برابر است با: ۱/۳٪ (ناشی از مؤلفه‌ی y شتابنگاشت در نقطه‌ی FC)، ۱۰/۲٪ (ناشی از مؤلفه‌ی y شتابنگاشت در نقطه‌ی SC) و ۱۸/۵٪ (ناشی از مؤلفه‌ی y شتابنگاشت در نقطه‌ی SC).



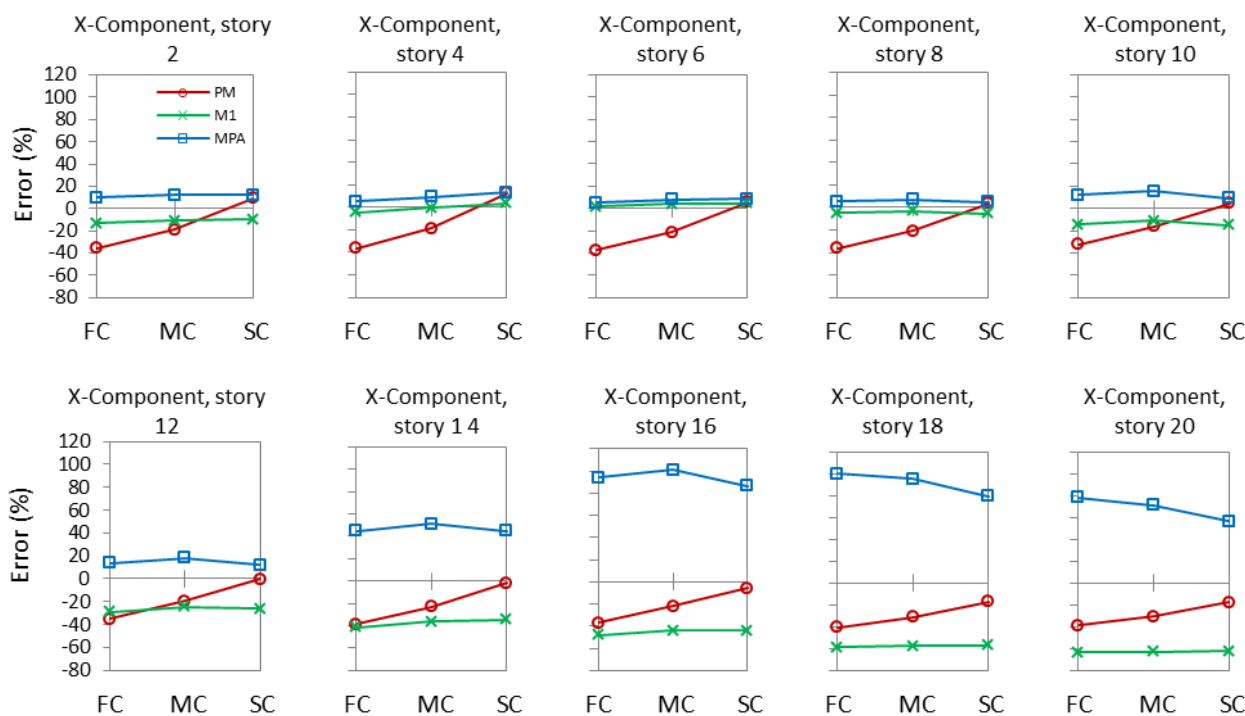
شکل ۱۱: مقادیر شاخص خطای مؤلفه‌های x و y میانگین جابجایی نسبی تحت اثر هفت زوج شتابنگاشت در نقاط MC، SC و FC، حاصل از روش‌های پوش‌آور مورد مطالعه

به منظور بررسی دقت و کارایی روش‌های مورد مطالعه در تخمین حداکثر جابجایی نسبی هر یک از طبقات، علاوه بر شاخص خطای کلی، خطای نسبی میانگین پاسخ‌های حاصل از هر یک از تحلیل‌های پوش‌آور مورد مطالعه نسبت به میانگین پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی تحت اثر هفت زوج شتابنگاشت در هر طبقه نیز با استفاده از فرمول (۴۰) محاسبه گردید.

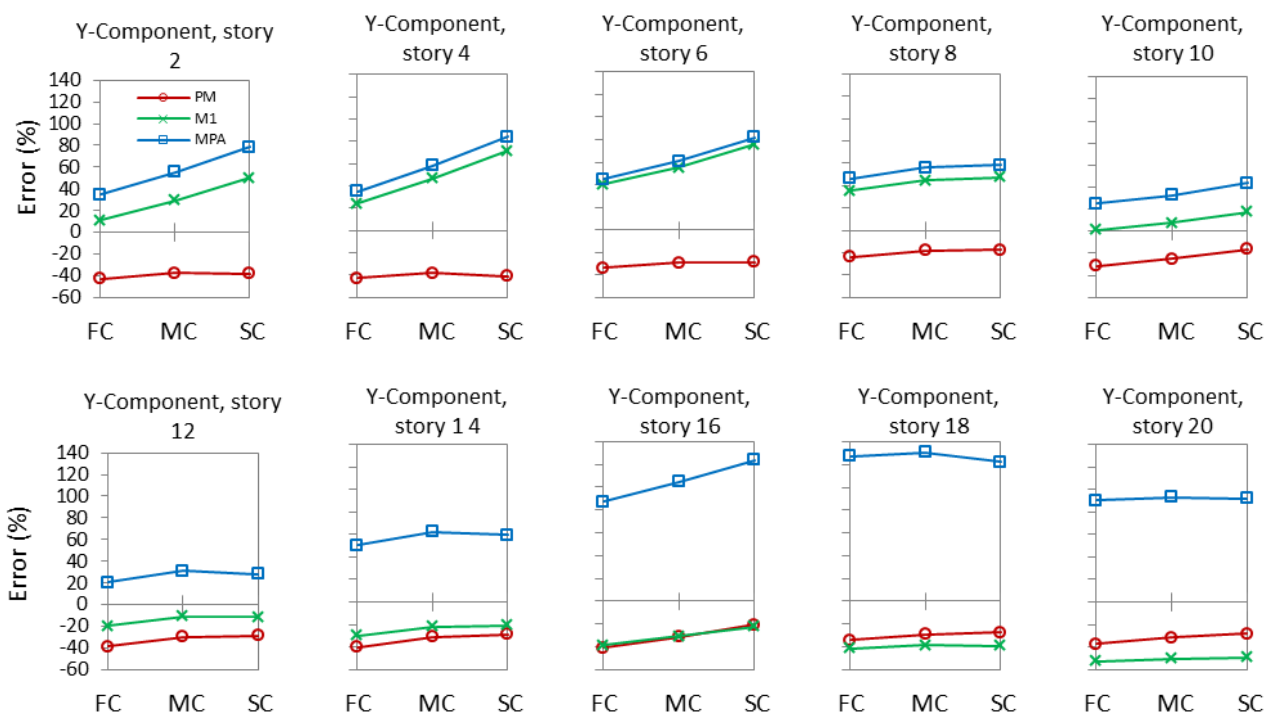
$$Error_i (\%) = 100 \times \left(\frac{M\Delta_{i-NSP}^{x(or y)} - M\Delta_{i-NTHA}^{x(or y)}}{M\Delta_{i-NTHA}^{x(or y)}} \right) \quad (40)$$

که در آن، $M\Delta_{i-NTHA}^{x(or y)}$ و $M\Delta_{i-NSP}^{x(or y)}$ میانگین پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی و تحلیل پوش‌آور در طبقه i ام در جهت x (یا y) می‌باشند.

خطای نسبی میانگین پاسخ‌ها در جهت x و y حاصل از روش‌های پوش‌آور مورد مطالعه نسبت به میانگین پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی تحت اثر هفت زوج شتابنگاشت در نقاط MC، SC و FC و در طبقات مختلف سازه‌ی مورد مطالعه در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ نمایش داده شده است. با توجه به این شکل‌ها، خطای نسبی میانگین پاسخ‌ها در جهت x و y حاصل از روش پیشنهادی در همه‌ی طبقات و همه‌ی نقاط MC، SC و FC کمتر از ۴۴٪ بود. در حالیکه ماکزیمم مقادیر خطای مذکور حاصل از روش‌های MI و MPA به ترتیب برابر با ۷۷٪ و ۱۳۶٪ بود.



شکل ۱۲: خطای نسبی میانگین جابجایی نسبی نقاط MC، SC و FC در جهت x در طبقات مختلف سازه، حاصل از روش‌های پوش‌آور مورد مطالعه نسبت به میانگین جابجایی نسبی حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی تحت اثر هفت زوج شتابنگاشت



شکل ۱۳: خطای نسبی میانگین جابجایی نسبی نقاط MC، FC و SC در جهت y در طبقات مختلف سازه، حاصل از روش‌های پوش‌آور مورد مطالعه نسبت به میانگین جابجایی نسبی حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت اثر هفت زوج شتابنگاشت

۵- نتیجه‌گیری

در این تحقیق یک روش پوش‌آور جدید یک بار اجرا برای سازه‌های سه بعدی نامنظم در پلان تحت اثر تحریک همزمان دو جهت معرفی شد. در روش پیشنهادی (Proposed Method (PM)، از برش و پیچش مودال ترکیبی طبقات سازه ناشی از تحریک همزمان در دو جهت x و y در تعیین الگوی بار اعمالی استفاده گردید. به طوریکه در آن، اثر مشارکت مودهای بالاتر و پیچشی و نیز اندرکنش بین مودها در ناحیه‌ی غیرالاستیک و همچنین مشخصات زوج شتابنگاشت‌های انتخابی لحاظ شود. در تبدیل مختصات منحنی پوش‌آور سازه‌ی چند درجه آزادی به مختصات منحنی ظرفیت سازه‌ی یک درجه آزادی معادل، از بردار جابجایی آنی سازه بر اساس روش ACSM (Adaptive Capacity Spectrum Method) استفاده شد و دو سازه‌ی یک درجه آزادی معادل متناظر با جهات x و y استخراج گردید. به منظور بررسی دقت و کارایی روش پوش‌آور پیشنهادی در مقایسه با تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و روش‌های پوش‌آور MPA و M1، روش‌های مورد مطالعه بر روی یک سازه‌ی سه بعدی نامنظم در پلان تحت اثر هفت زوج شتابنگاشت اعمال گردید و جابجایی نسبی طبقات حاصل از آن‌ها در سه نقطه از پلان شامل مرکز جرم سازه (MC)، گوشه‌ی نرم (FC) و گوشه‌ی سخت (SC) ثبت شد. نتایج حاصل به شرح زیر می‌باشد.

۱- در سازه‌ی مورد مطالعه، پاسخ‌های حاصل از روش پیشنهادی PM به پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نزدیکتر از پاسخ‌های حاصل از روش‌های M1 و MPA بود. بنابراین دقت روش PM در تخمین پاسخ‌های سازه بیشتر از دقت روش‌های M1 و MPA می‌باشد.

۲- در مقایسه‌ی دو روش M1 و MPA، دقت روش M1 در تخمین دریافت طبقات سازه‌ی مورد مطالعه، بیشتر از دقت روش MPA بود.

۳- با توجه به یک بار اجرا بودن روش PM تحت اثر تحریک همزمان در دو جهت x و y ، این روش قادر بود تا اثرات تسلیم سازه در یک جهت بر اثر تحریک همزمان دو جهت را بر روی پاسخ‌های جهت دیگر در نظر بگیرد. در حالیکه روش‌های M1 و MPA از این قابلیت برخوردار نبودند.

۴- روش یک بار اجرای PM حجم محاسباتی کمتری نسبت به روش‌های چند بار اجرای M1 و MPA داشت.

منابع

- [1] Krawinkler, H. and Seneviratna, GDPK. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20 (4–6), 452–464.
- [2] Gupta, B. and Kunnath, S.K. (2000). Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. *Earthquake Spectra*, 16 (2), 367-391.
- [3] Aydinoglu, M.N. (2003). An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1, 3-36.
- [4] Shakeri, K. Shayanfar, MA. and Kabeyasawa, T. (2010). A story shear-based adaptive pushover for estimating seismic demands of buildings. *Engineering Structures*, 32, 174-183.
- [5] Esfahanian, A. and Aghakouchak, AA. (2019). A Single-run Dynamic-based Approach for Pushover Analysis of Structures Subjected to Near-fault Pulse-like Ground Motions. *Journal of Earthquake Engineering*, 23 (5), 725-749.
- [6] Rahmani, AY. Bourahla, N. Bento, R. and Badaoui, M. (2018). An improved upper-bound pushover procedure for seismic assessment of high-rise moment resisting steel frames. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16 (1), 315–339.
- [7] Habibi, A. and gholami, R. (2015). Assessment of Accuracy the Nonlinear Static Analysis in Determining Behavior Factor Reinforced Concrete Moment-Resisting Frames. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 2 (3), 13-22.
- [8] Abbasnia1, R. Maddah, MM. and Tajik Davoudi, A (2016). A hybrid method for estimating the inelastic response spectrum due to determination of target displacement using the N2 method. *Sharif Journal of Science and Technology*, 31-2 (4.1), 61-69.
- [9] Esfahanian, A. and Aghakouchak, AA (2017). A New Method for Estimation of Target Displacement in Nonlinear Static Analysis of Structures Subjected to Near-Fault Ground Motions. *Bulletin of earthquake science and engineering*, 1, 37-53.
- [10] Tahghighi, H. and Tameh, MR (2017). Approximate Nonlinear Seismic Evaluation of Frame Buildings by Static and Dynamic Analysis Methods and Comparison with the Exact Solutions. *Modares Civil Engineering journal*, 17 (4), 101-112.
- [11] Chopra, AK. and Goel, RK. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31, 561–582.
- [12] Shakeri, K. and Mohebbi, M. (2010). Single-run modal pushover procedure based on the modal shear and moment in the stories. In: *Proceeding of 14th European conference on earthquake engineering Macedonia*.
- [13] Shayanfar , MA. and ZareBidoki, R. (2015). Evaluation of Advanced Nonlinear Static Procedure. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 1 (1), 27-38.
- [14] Kalkan, E. and Kunath, SK. (2006). Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 132, 1721-1731.
- [15] Afkhami, VR. and Kamali , MT. (2017). Nonlinear static analysis of steel frames with semi rigid beam to column connections using cruciform element. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 4 (4), 98-117.
- [16] Habibi PourZare, B. and Sadeghi, A. (2019). Comparison of nonlinear static analysis of Iranian standard 2800 with ASCE/SEI 41-13 in intermediate MRF RC buildings. *Journal of Structural and Construction Engineering*, doi: 10.22065/jsce.2019.148234.1679
- [17] Kilar, V. and Fajfar, P. (1997). Simple push-over analysis of asymmetric buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, 233-249.
- [18] Bento, R. Bhatt, C. and Pinho, R. (2010). Adaptive capacity spectrum method for seismic assessment of 3D Irregular SPEAR buildings. *Journal of Earthquakes and Structures*, 1(2), 177-195.
- [19] Poursha, M. Khoshnoudian, F. Moghadam, AS. (2011). A consecutive modal pushover procedure for nonlinear static analysis of one-way unsymmetric-plan tall building structures. *Engineering Structures*, 33, 2417-2434.
- [20] Bhatt, C. and Bento, R. (2014). The Extended Adaptive Capacity Spectrum Method for the Seismic Assessment of Plan Asymmetric Buildings. *Earthquake Spectra*, 30(2), 683-703.
- [21] Kaatsız, K. and Sucuoğlu, H. (2014). Generalized force vectors for multi-mode pushover analysis of torsionally coupled systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43 (13), 2015-2033.
- [22] Karimi, M. and Behnamfar, F. (2018). A three-dimensional drift pushover method for unsymmetrical plan buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16 (11), 5397-5424.
- [23] Tasnimi, AA. and Vaziri Vafa, M (2014). Amelioration of the nonlinear seismic responses of RC structures based on the yield displacement (On the Comparison of CSA and YPS analysis methods). *Modares Civil Engineering journal*, 14 (20), 171-181.
- [24] Amini, MA. and Poursha, M. (2016). A non-adaptive displacement-based pushover procedure for the nonlinear static analysis of tall building frames. *Engineering Structures*, 126, 586–597.

- [25] Moghadam, AS. and Tso, W. (2000). Pushover Analysis for Asymmetric and Set-back Multi-storey Buildings," Proceeding of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No. 1093.
- [26] Chopra, AK. and Goel, RK. (2004). A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33, 903-927.
- [27] Shakeri, K. Tarbali, K. and Mohebbi, M. (2012). An adaptive modal pushover procedure for asymmetric-plan buildings. *Engineering Structures*, 36, 160-172.
- [28] Tarbali, K. and Shakeri, K. (2014). Story shear and torsional moment-based pushover procedure for asymmetric-plan buildings using an adaptive capacity spectrum method. *Engineering Structures*, 79, 32-44.
- [29] Abbasnia, R. Mohajeri Nav, F. and Tajik Davodi, A. (2017). An adaptive pushover analysis considering torsional effects. *Sharif Journal of Science and Technology*, 32.2 (4.1), 39-49.
- [30] Fujii, K. (2014). Prediction of the largest peak nonlinear seismic response of asymmetric buildings under bi-directional excitation using pushover analyses. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12 (2), 909-938.
- [31] Sadeghi, V. Alipour, A. and Hashemi. Sh. (2018). Evaluation of Performance Levels and Response Modification Factors for Prestressed Reinforced Concrete Frames Using Nonlinear Pushover Analysis. *Journal of Structural and Construction Engineering*, Special Issue 3, 57-79.
- [32] Roy, A. Bhattacharya, G. and Roy, R. (2017). Maximum credible damage of RC bridge pier under bi-directional seismic excitation for all incidence angles. *Engineering Structures*, 152, 251-273.
- [33] Cimellaro, GP. Giovine, T. and Lopez-Garcia, D. (2014). Bidirectional Pushover Analysis of Irregular Structures. *Journal of Structural Engineering*, 140 (9).
- [34] Fiouz, A. Safi, M. and Abbasi, A (2013). Parametric evaluation of pushover methods in irregular 3D RC structures under multicomponents seismic loading. *Journal of solid and fluid mechanics*, 3 (1), 95-104.
- [35] Sürmeli, M. and Yüksel, E. (2018). An adaptive modal pushover analysis procedure (VMPPA-A) for buildings subjected to bi-directional ground motions. *Bull Earthquake Eng*, 16 (11), 5257-5277.
- [36] Ayala, AG. and Tavera, EA. (2002). A new approach for the evaluation of the seismic performance of asymmetric buildings. In: *Proceeding of seventh national conference on earthquake engineering*.
- [37] Reyes, JC. and Chopra, AK. (2011). Three-dimensional modal pushover analysis of buildings subjected to two components of ground motion including its evaluation for tall buildings. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 40 (7), 789-806.
- [38] Kreslin, M. and Fajfar, P. (2012). The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10, 695-715.
- [39] Shakeri, K. and Ghorbani, S. (2015). A pushover procedure for seismic assessment of buildings with bi-axial eccentricity under bi-directional seismic excitation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 69, 1-15.
- [40] Manoukas, G. Athanatopoulou, A. and Avramidis, I. (2012). Multimode pushover analysis for asymmetric buildings under biaxial seismic excitation based on a new concept of the equivalent single degree of freedom system. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 38, 88-96.
- [41] Manoukas, G. and Avramidis, I. (2014). Improved multimode pushover procedure for asymmetric in plan buildings under biaxial seismic excitation—application to tall buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 24 (6), 397-420.
- [42] Soleimani, S. Aziminejad, A. and Moghadam, AS. (2017). Extending the concept of energy-based pushover analysis to assess seismic demands of asymmetric-plan buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 93, 29-41.
- [43] Poursha, M. Khoshnoudian, F. and Moghadam, AS. (2014). The extended consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of two-way unsymmetric-plan tall buildings under influence of two horizontal components of ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 63, 162-173.
- [44] Belejo, A. and Bento, R. (2016). Improved Modal Pushover Analysis in seismic assessment of asymmetric plan buildings under the influence of one and two horizontal components of ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 87, 1-15.
- [45] Casarotti, C. and Pinho, R. (2007). An adaptive capacity spectrum method for assessment of bridges subjected to earthquake action. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5 (3), 377-90.
- [46] Gupta, A. and Krawinkler, H. (1999). Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures (SAC Task 5.4.3). Report no. 132. Palo Alto, CA, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.
- [47] OpenSees, Open system for earthquake engineering simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), Available from: <http://opensees.berkeley.edu>.
- [48] Shakeri, K. Tarbali, K. and Mohebbi, M. (2012). Pushover analysis of asymmetric-plan buildings based on distribution of the combined modal story shear and torsional moment. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 13 (4), 707-716.