

## ارزیابی روش‌های پیشرفته تحلیل استاتیکی غیرخطی

محسنعلی شایانفر<sup>۱\*</sup>، رضا زارع بیدکی<sup>۲</sup>

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

۲- کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

## چکیده

روش‌های استاتیکی غیرخطی بدلیل سادگی به عنوان یکی از محبوبترین ابزارهای تحلیل در برآورد تقاضای سازه می‌باشند. این رویکردها یک نمایش گرافیکی موثر از پاسخ کلی سازه از طریق منحنی پوش اور ارائه می‌دهند. این نوع از نمایش پاسخ کلی، اجازه می‌دهد که سازه مستقیم از سازه به عنوان سیستم یک درجه آزاد را فراهم می‌سازد. در این پژوهش گام اول هر تحلیل استاتیکی غیرخطی یا به عبارتی دیگر انجام یک آنالیز پوش اور مورد بررسی قرار گرفته است. الگوی بار اعمال شده به سازه نه تنها در پاسخ کلی سازه از طریق منحنی ظرفیت سازه اثر گذار است، بلکه پاسخ‌های موضعی سازه را مستقیماً تحت تاثیر قرار می‌دهد. بمنظور ارزیابی الگوهای بار جانبی، سازه‌های فولادی مهاربندی همگرای کمانش تاب با استفاده از روش‌های پوش اور مودال پیشرفته مورد بررسی قرار خواهند گرفت. نتایج بدست آمده از این تحلیل‌ها با تحلیل دقیق دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی به عنوان دقیق‌ترین روش موجود مقایسه خواهند شد، که در انتها کارا ترین روش موجود در این سازه‌ها مشخص معرفی شود. تحلیل‌های انجام شده در این سازه‌ها نشان می‌دهد که الگوی بار بهنگام براساس برش طبقات نتایج مطلوبی از پاسخ پیشینه سازه ارائه می‌دهد.

**کلمات کلیدی:** کلمه الگوی بار جانبی، بهنگام، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، پوش اور

## Evaluation of Advanced Nonlinear Static Procedure

Mohsen Ali Shayanfar<sup>\*1</sup>, Reza ZareBidoki<sup>2</sup>

1- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology

2- MSc in Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology

## Abstract

Having very simplicity, nonlinear static procedures (NSPs) are the most popular tools for estimation of structural capacity. These approaches construct a graphic display of the overall structural response via a pushover curve. The overall response of the system provides a direct simulation of the building as single degree of freedom (SDOF) system that simplifies the design and evaluation of the structure. In this research, the first step in any nonlinear static analysis or in other words perform a pushover analysis has been studied. Applied lateral load to the structural model not only affects the overall responses of the structure through structural capacity curve, but also directly affects the local responses of the structure. In order to evaluate these lateral

\* مؤلف مسئول: محسنعلی شایانفر Shayanfar@iust.ac.ir

تاریخ دریافت مقاله: ۹۳/۳/۱۳، تاریخ پذیرش مقاله: ۹۳/۱۲/۷

loads, steel buckling restrained braced frame structures are examined by advanced modal pushovers. Next, the results of these pushover analyses will be compared with nonlinear time history analysis as the most accurate method. Finally, the most efficient method in this particular structure is introduced. The analysis conducted in these structures shows that the lateral load pattern based on story shears offers a good prediction of the maximum response of the concentrically buckling restrained braced frame buildings.

**Keywords:** Lateral load patterns, Adaptive, Nonlinear time history analysis, Pushover.

## ۱- مقدمه

این واقعیت غیرقابل انکار است که تحلیل دینامیکی غیرخطی دقیق ترین روش ارزیابی پاسخ سازه‌های در معرض تحریکات زلزله است [۱]. در واقع هر نوع آنالیز استاتیکی همیشه ذاتاً از نارسایی‌هایی رنج می‌برند، ولی نکته‌ی کلیدی آنها در سادگی و صرف زمان کم بوده است [۳، ۴]. از اینرو، در دو دهه‌ی اخیر با پیشرفت مفهوم مهندسی زلزله بر اساس عملکرد<sup>۱</sup>، رویکردهایی برای تعریف شیوه‌های ساده‌تر برای برآورد تقاضاهای لرزه‌ای با یک سطح اطمینان مناسب برای سازه‌ها ایجاد شده است [۵، ۸].

در نتیجه‌ی این پیشرفت‌ها روش تحلیل استاتیکی غیرخطی با لحاظ نمودن غیرخطی مصالح پیشنهاد شده است. گام‌های اساسی برای انجام یک روش تحلیل استاتیکی غیرخطی بدین صورت خواهد بود: (۱) انجام یک آنالیز پوش‌آور؛ (۲) تعریف یک سیستم یک درجه آزاد (SDOF) معادل بر اساس منحنی پوش‌آور بدست آمده از یک آنالیز پوش‌آور استاتیک؛ (۳) برآورد تقاضای جابجایی کلی ماکزیمم بر طبق یک طیف پاسخ طراحی انتخاب شده. (۴) در نهایت، پارامترهای پاسخ، دررفت داخل طبقه و نیروها در هر عضو سازه‌ای، می‌تواند از طریق منحنی پوش‌آور (یا منحنی ظرفیت) با دانستن تقاضای کلی سیستم ارزیابی شود [۹].

پوش‌آور سنتی از اعمال یک الگوی بار جانبی افزایشی تک جهته‌ی از پیش تعیین شده تشکیل می‌شود که در سراسر تحلیل ثابت نگه داشته شده است [۲، ۴، ۱۰]. این الگوی بار جانبی باید نیروهای مورد انتظار داخلی را در این ساختمان در طی یک زلزله تقریب بزند. با این حال، توزیع نیروی اینرسی، بدلیل تغییرات در سهم مدهای مختلف در محدوده‌ی الاستیک و همچنین انتشار تغییرشکل‌های غیرالاستیک در این سیستم با شدت زلزله و زمان تغییر خواهد کرد بنابراین برگزیدن یک الگوی بار ثابت، تقریبی بوده و پیش‌بینی‌های با دقت قابل قبول تنها محدود به قابهای سازه‌ای کم ارتفاع تا متوسط ارتفاع که در آنها تنها یک مود در رفتار سیستم غالب است، می‌شود [۱۰، ۱۱].

از آنجاکه این تحقیق بروی ارزیابی روش‌های پیشرفته تمرکز دارد و حجم مطالعات گذشته در این باب بسیار زیاد است، لذا تنها برخی از مهمترین روش‌های موجود مورد بررسی قرار خواهد گرفت. در این مبحث روش‌های الگوی بار متناسب با مود اول ارتعاش سازه (M1)، الگوی بار مودال (MPA)<sup>۲</sup> [۱۲، ۱۳]، الگوی بار بهنگام بر اساس نیرو (FAP)<sup>۳</sup> [۱۴]، و الگوی بار بهنگام بر اساس برش طبقات (SSM1)<sup>۴</sup> [۱۰] مورد بررسی قرار گرفته‌اند. مدل‌های سازه‌ای فولادی مهاربندی شده با مهاربندهای کماتش تاب ۶- طبقه و ۱۲- طبقه به عنوان مدل‌های متوسط- ارتفاع و بلند مرتبه انتخاب شدند و تحت ۷ زلزله سطح طراحی مورد ارزیابی قرار گرفتند.

## ۲- الگوریتم‌های پوش‌آور

همچنانکه توسط کوناث<sup>۵</sup> [۱۵] توصیف شد، عبارت تحلیل پوش‌آور یک تغییر جدید در روش تحلیل فروریزش کلاسیک توصیف می‌کند، که بموجب آن یک حل تکراری- افزایشی از معادلات تعادل استاتیکی برای بدست آوردن پاسخ یک سازه در معرض الگوی بار جانبی

1- Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE)

2- Modal Pushover Analysis

3- Force-based Adaptive Pushover

4- Story Shear-M1

5- Kunnath

افزایشی یک جهته انجام خواهد شد. در این رفتار، هر نقطه از منحنی ظرفیت برش پایه در مقابل جابجایی حالتی از تنش موثر و معادل از یک سازه را نشان می‌دهد، به عبارت دیگر حالتی از تغییرشکل که تناظری مستقیم از بردار بار خارجی اعمال شده را ارائه می‌دهد. اما الگوی بارگذاری جانبی چگونه باید تعیین شود؟ آیین‌نامه‌های طراحی و بهسازی لرزه‌ای موجود روش‌های ساده‌ای با الگوهای بارگذاری ثابت پیشنهاد دادند. محققان بسیاری عملکرد استفاده از این نوع الگوهای بارگذاری را ارزیابی کردند و محدودیت‌های هر کدام را برشمردند. از میان آنها مافی و النشای<sup>۱</sup> [۱۶]، و گوپتا و کوناس<sup>۲</sup> [۱۷]، دریافتند که توزیع نیروها در محدوده الاستیک با یک شکل مثلثی یا دوزنقه‌ای انطباق بهتری با نتایج تحلیل دینامیکی ایجاد کرده و در تغییرشکل‌های بزرگ، پس از آنکه سازه متحمل خسارات قابل ملاحظه‌ای شد (در یک تراز طبقه خاص)، پوشهای دینامیکی نزدیک به حل‌های بدست آمده از توزیع یکنواخت نیرو خواهد بود.

پس از آن ایده‌ی روشهای مودال غیر بهنگام<sup>۳</sup> (NAM<sup>۴</sup>) مطرح شد. این روش‌ها سعی به بهبود عملکرد روش‌های استاتیک با تمرکز بر تعریف الگوی بار جانبی اعمال شده تحت اثرات مودهای بالاتر با لحاظ کردن ترکیبی از مودهای مختلف نموده‌اند. از میان این روش‌ها، عموماً یک بردار بار جذر ریشه مجموع مربعات<sup>۵</sup> (SRSS) در کارهای عملی همچون پروژه ATC-55 در نظر گرفته شده است. این بردار بار جانبی به عنوان بردار توزیع برش داخل طبقه متناظر با ترکیب SRSS از برش طبقات، بدست آمده از توزیع نیروهای مودال مختلف تعریف شده است. چنان که در FEMA-440<sup>۶</sup> [۹] نشان داده شده است، با این حال این رویکرد منجر به پیشرفت‌های قابل قبولی نسبت به دیگر بردارهای بار غیر مودال غیر بهنگام (NANM<sup>۷</sup>) نشده و تلاش‌های محاسباتی بزرگتری می‌طلبد (برای مثال بردار مود اول) [۱۱].

روش تحلیل پوش اور مودال (MPA) توسط چوپرا و گوئل<sup>۸</sup> پیشنهاد شده است [۱۲، ۱۳]. در این روش، تحلیل‌های پوش اور در هر مود به صورت مستقل، با استفاده از پروفیل‌های بار جانبی نمایشگر پاسخ مورد انتظار در هر یک از مودها انجام شده‌اند. منحنی پوش اور مرتبط با هر تحلیل پوش اور مودال به عنوان منحنی پاسخ یک سیستم SDOF<sup>۹</sup> دوخطی ایده‌آل شده و به منظور تعریف پاسخ کلی سیستم مقادیر پاسخ با استفاده از روش SRSS یا CQC<sup>۹</sup> با یکدیگر ترکیب شده‌اند. رویکردهای کنونی پیشرفت‌های بیشتری شامل اثرات P-Δ تحت بارهای ثقلی در تحلیل پوش اور برای تمام مودها و محاسبه دوران مفصل پلاستیک مستقیماً از مقادیر دریافت کلی طبقه را در بر گرفته است [۱۸].

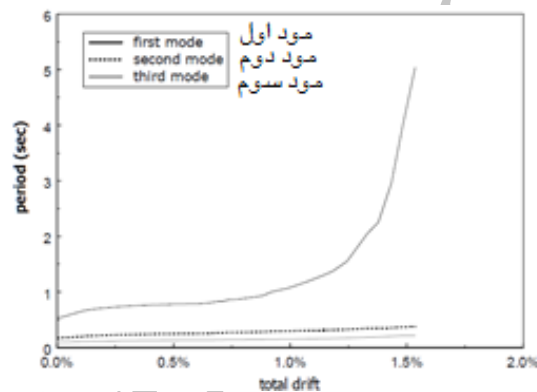
روش‌های چند-مودی فوق، پیشرفت قابل توجهی در مقایسه با تحلیل‌های پوش اور سنتی که آنها صراحتاً پاسخ‌های مربوط به مودهای بیشتری را همراه با تأثیرات زمین لرزه در نظر می‌گیرند، به ارمغان آوردند. با این وجود، هیچ یک از توزیع بارهای ثابت، تغییر در مشارکت مودال و نیز بازتوزیع نیروهای اینرسی بدلیل تسلیم را وارد محاسبات نمی‌کنند. برای غلبه بر این محدودیت‌ها، روشهای بهنگام، که بموجب آن شکل بردار بار بمنظور انعکاس خصوصیات دینامیکی واقعی سیستم در هر گام از تحلیل بروز شده (به عبارت دیگر حالت سختی) به عنوان یک روش جایگزین معرفی شدند.

## ۱-۲- روشهای بهنگام<sup>۱۰</sup>

شیوه‌های غیر مودال غیر بهنگام و نیز روش‌های NAM حتی اگر بهبودهایی نسبت به روش‌های سابق ارائه می‌دهند، از نظر تئوری قوی نیستند، زیرا آنها هر تغییری در خصوصیات لرزه‌ای سازه تحت ورود به ناحیه غیر ارتجاعی را صرفنظر می‌کنند؛ حال آنکه بسیاری از سازه‌ها تحت

- 1- Mwafy and Elnashai
- 2- Gupta and Kunnath
- 3- Non-Adaptive Modal Procedures
- 4- Non-Adaptive and Modal
- 5- Square Root of the Sum of the Squares
- 6- Federal Emergency Management Agency
- 7- Non-Adaptive and Non-Modal
- 8- Chopra and Goel
- 9- Complete Quadratic Combination
- 10- Adaptive Procedures

زلزله‌های سطح طراحی نیز وارد محدوده‌ی غیرخطی شده و رفتار بسیار متفاوتی از حالت خطی به نمایش می‌گذارند. دلیل اصلی عملکرد ضعیف روش‌های پوش اور سنتی، در واقع نشأت گرفته از این واقعیت است که آنها اثرات مربوط به خسارت تجمعی، که با افزایش در تغییر شکل‌های اعمال شده به سازه (که بر پاسخ گام بعد اثر گذار می باشد) را وارد محاسبات خود نمی‌کنند. کرنش‌های تجمعی مصالح موجب کاهش سختی شده که در ادامه باعث افزایش در پیوند ارتعاش می‌شود، که پس از آن به شکل طیف پاسخ (یا به محتوای فرکانسی رکورد ورودی) وابسته خواهد بود. این امر می‌تواند تغییرات قابل ملاحظه‌ای بر ویژگی‌های پاسخ سازه‌ها ایجاد نماید (چنانکه بصورت واضح در شکل (۱) نشان داده شده است). کواوینکلر و سنویراتنا<sup>۱</sup> (۱۹۹۸) [۱] مطالب فوق را در یک جمله خلاصه کردند: الگوهای بار ثابت در تحلیل پوش اور چه بر اساس یک مود و چه با لحاظ کردن مودهای بالاتر محدود هستند؛ بدلیل اینکه هیچ توزیع ثابتی قادر به نمایش پاسخ دینامیکی سیستم در سراسر محدوده‌ی تغییر شکل نخواهد بود. بنابراین، مقاومت سازه و ماتریس سختی در هر پله از تابع بارگذاری بروز می‌شود. پیشرفت حل تا (۱) یک مرحله‌ی عملکرد از پیش تعیین شده برسد، (۲) فروریزش سازه شکل گیرد یا (۳) برنامه نتواند همگرا شود، ادامه می‌یابد.

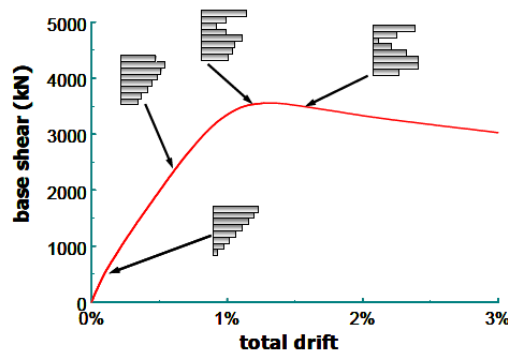


شکل (۱): پیوندهای ارتعاش برای یک ساختمان ۴-طبقه تحت افزایش تراز تغییر شکل [۳]

بر این اساس و با توجه به تاکید تمامی آیین‌نامه‌های روز دنیا به تأثیر محدوده‌های غیرارتجاعی به عنوان مهمترین قسمت رفتار سازه برای استهلاک انرژی زلزله، رویکردهای پوش اور نیز همگام با پیشرفت‌های مربوط به درک رفتارهای غیرارتجاعی به سمت اعمال این خصوصیات در تحلیل‌های خود شدند. حاصل این تلاش‌ها تا کنون با عنوان روش‌های تحلیل پوش اور بهنگام در مجموعه تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی بوده است، که بموجب آن بردار بارگذاری (جابجایی و یا نیرو) چنانکه به صورت شماتیک در شکل (۲) نمایش داده شده است، در هر گام از تحلیل بروز شده و پیشرفت زوال سختی سازه با ورود به محدوده‌ی غیرارتجاعی منعکس گردیده است. می‌توان ملاحظه کرد که در پوش اور بهنگام، پاسخ سازه بصورت افزایشی از طریق یک روش خطی سازی پله‌ای محاسبه شده است، با این تعبیر استفاده از سختی تانژانت در شروع هر پله افزایش ممکن شده، و همراه با جرم سیستم برای محاسبه ویژگی‌های پاسخ مودال از طریق آنالیز مقادیر ویژه الاستیک میسر می‌شود؛ و استفاده از چنین مقادیر مودال برای بروز کردن پیوسته (به عبارت دیگر اصلاح) بردار بارگذاری پوش اور بکار خواهد رفت.

محققان بسیاری توزیع بارگذاری مختلفی (نیرو یا تغییر شکل) را پیشنهاد کردند که تلاش می‌کند با پیشرفت زمان نیروهای اینرسی متغیر- با-زمان مرتبط با خصوصیات مودال جدید سیستم همگام شوند [۱۰، ۱۹-۲۱]. چنین روشهایی (۱) مقیاس طیف سایت-مشخص و (۲)

سهام موده‌های بالاتر، و همچنین (۳) تغییر مقاومت موضعی و ویژگی‌های مودال سازه تحت خسارات تجمعی را در محاسبات خود منظور می‌کنند.



شکل (۲): منحنی ظرفیت پوش اور بهنگام شامل بردار بارگذاری بروز شده در هر گام از تحلیل [۳]

در نهایت، از میان رویکردهای بهنگام (بر اساس نیرو یا جابجایی) دو طبقه‌بندی اساسی وجود خواهد داشت: روش‌های یک-بار اجرا، که در آنها تنها یک تحلیل پوش اور با بکارگیری الگوی بار جانبی افزایشی پله ای انجام خواهد شد، و روش‌های چند-بار اجرا، که در آنها چندین تحلیل پوش اور تحت بردارهای بارگذاری مختلف انجام شده و سپس نتایج بدست آمده ترکیب می‌شوند.

بر طبق مطالب گزارش شده در بالا، تحلیل پوش اور ممکن است بطور برجسته برای سازه‌ها با پروده‌های بزرگتر، که در آنها اثرات موده‌های بالاتر مهم‌تر می‌شود، و یا در آنهایی که تغییر شکل‌های غیرالاستیک بزرگتری رخ می‌دهد غیردقیق باشند؛ بنابراین این موضوع برای تعیین درجه‌ی دقت پیش‌بینی چنین سیستم‌هایی با استفاده از یک الگوی بار ثابت و نیز قابلیت یک الگوی بهنگام برای بازتولید صحیح پوش دینامیکی نیروهای داخلی اساسی است.

تحقیق حاضر بر یک شیوه پوش اور جدید به نام SSM1 متمرکز خواهد شد که توسط دکتر شاکری و دکتر شایانفر [۱۰] پیشنهاد شده است و نتایج آن با روش بهنگام FAP که پیشتر توسط آنتونیو و پینهو [۱۴] پیشنهاد شده بود و نیز با الگوهای پیشنهاد شده در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای حاضر مورد مقایسه و ارزیابی قرار گرفته است.

### ۳- روش تحقیق

به منظور بررسی مسائل توصیف شده در بالا و ارزیابی عملکرد روش‌های موجود، در این تحقیق روش‌های SSM1، MPA، M1، و FAP برای بدست آوردن پاسخ کلی مدل‌های سازه‌ای فولادی مهاربندی با محدوده‌ی ارتفاعی مناسب که با آیین‌نامه‌های روز لرزه‌ای طراحی شده‌اند، مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. از دیگر نکات ایجاد شده در این تحقیق انجام تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی با در نظر گرفتن اثرات مربوط به خستگی چرخه کوتاه در مهاربندها، کماتش کلی در ستون‌ها و نیز اثرات مربوط به برش‌های بزرگ در چشمه اتصال‌ها و نیز اعمال اثرات مربوط به تغییر شکل‌های بزرگ در سازه بوده است؛ که منجر به نیل به پاسخ واقعی سیستم تحت پیشرفت تحلیل و اثرات مربوط به زوال می‌باشد. اگرچه این روش‌های جدید بسیاری از مشکلات مفهومی در ارتباط با محدوده‌ی غیرالاستیک و خطر لرزه‌ای سایت و همچنین مسائل مربوط به زوال سختی و مقاومت در طی پیشرفت تحلیل را صراحتاً حل کرده است، ولی با این حال انطباق پاسخ بدست آمده با روش تاریخیچه زمانی دینامیکی یکی از مهمترین مسائلی است که در اینجا دنبال شده و ملاک تصمیم‌گیری قرار گرفته است. به جز روش M1 برای بقیه روش‌های پوش اور به منظور لحاظ کردن اثرات موده‌های بالاتر از سه مود اول ارتاش استفاده شده

است. جابجایی هدف با استفاده از ماکزیمم تغییرشکل غیرالاستیک بدست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی از سیستم یک درجه آزادی بدست آمده است.

### ۳-۱- روش تحقیق آماری

پارامترهای انتخاب شده برای بررسی دقت روش های مختلف در اینجا نسبت های دررفت داخل طبقه، جابجایی طبقات و نیز برش طبقات را در بر می گیرد. نسبت های دررفت داخل طبقه، بیشینه مقادیر دررفت داخل طبقه بین دو تراز مجاور را نشان می دهند که در طول زمان برای هر طبقه محاسبه شده و نسبت به ارتفاع طبقه ی مربوطه نرمال شده اند. نتایج مربوط به مقادیر متوسط، بر مبنای مقادیر بیشینه ی بدست آمده در ارتفاع ساختمان برای هر یک از رکوردهای زلزله نشان داده شده اند. در این مطالعه از دررفت داخل طبقه به عنوان پارامتری برای توصیف خسارت کلی سازه استفاده شده است. انتظار می رود دررفت داخل طبقه با تغییرشکل های پلاستیک ماکزیمم در اجزای سازه ای، درجه خسارت اجزای غیرسازه ای حساس -به-جابجایی و تمایل سازه به ایجاد ناپایداری های کلی بدلیل اثرات  $P-\Delta$  مرتبط باشد. همچنین برش های داخل طبقه به عنوان یکی از مهمترین پارامترهای مهندسی مورد مقایسه قرار گرفته است. معیار خطای استفاده شده برای برآورد پاسخ در هر طبقه از سازه به صورت معادله (۱) تعریف شده است. همچنین معیار خطای کل برای بررسی دقت برآورد پاسخ بدست آمده از روش های مختلف پوش اور همان شاخص پیشنهاد شده توسط لویز- منجیوار [۲۲] است که به صورت فرمول (۲) ارائه شده است.

$$\text{Error (\%)} = 100 \times \frac{\Delta_i - NSP - \Delta_i - NTHA}{\Delta_i - NTHA} \quad (1)$$

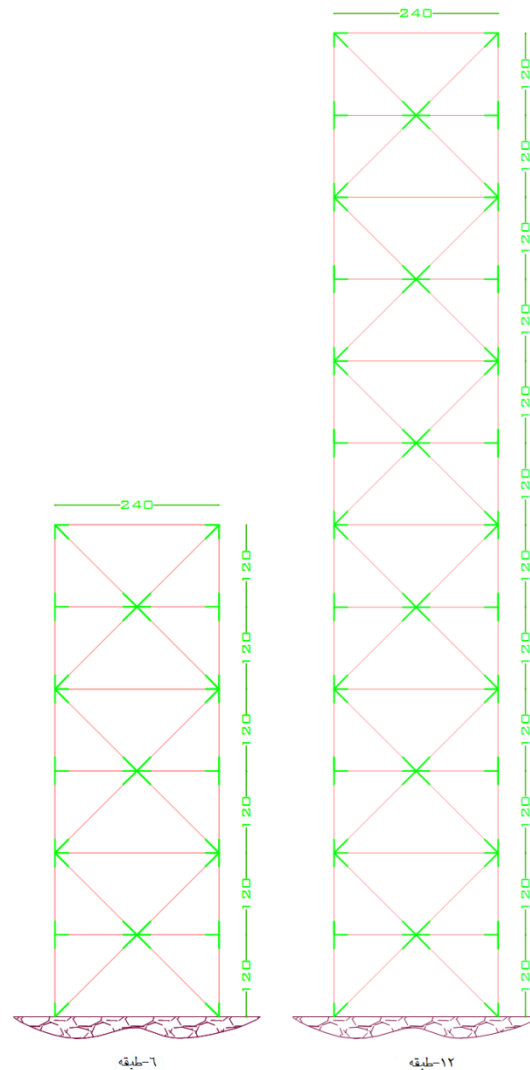
$$\text{Total Error (\%)} = 100 \times \frac{1}{n} \sqrt{\sum_{i=1}^n \left( \frac{\Delta_i - NSP - \Delta_i - NTHA}{\Delta_i - NTHA} \right)^2} \quad (2)$$

در این معادلات  $n$  معرف تعداد طبقات،  $\Delta_i - NTHA$  میانگین پاسخ بیشینه ی بدست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی دینامیکی و  $\Delta_i - NSP$  میانگین پاسخ بدست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی می باشد.

### ۳-۲- مدل سازه ای

برای این ارزیابی سیستم های قاب مهاربندی فولادی همگرای کمانش تاب چنانکه در ANSI/AISC 341-05 توصیف شده اند [۲۳]، در نظر گرفته شده است. این سیستم ها بر طبق الزامات ASCE/SEI 7-05 [۸] و با در نظر گرفتن محدودیت های دررفت و نیز برش پایه طراحی شده اند. این سازه ها با تعداد طبقات ۶ و ۱۲ در نظر گرفته شده است. در این مدلها فرض می شود که هیچ نامنظمی در ارتفاع وجود نداشته باشد. این مدلها به صورت شماتیک در شکل (۳) نشان داده شده اند. خطوط ضخیم در این شکل معرف محل اتصال صفحات اتصال است که در مدل کامپیوتری به صورت المان های صلب مدل شده تا اثرات سختی ایجاد شده توسط این صفحات در ناحیه اتصال تیر به ستون و نیز اتصالات مهاربند به تیر-ستون و مهاربند به تیر در وسط دهانه بدرستی مدلسازی گردد. برای تیرها و ستون از مقاطع بال پهن استفاده شده است، و مقاطع مهاربندهای کمانش تاب بر اساس مساحت هسته تسلیم طراحی شده اند [۲۴].

با نادیده گرفتن مسائل مربوط به کمانش جانبی در مهاربندهای کمانش تاب مدلسازی های عددی با معرفی مهاربند به عنوان یک المان خرابایی انتها مفصلی یک بعدی ساده همراه با مشخصات نیرو- جابجایی تک محوره ی مناسب انجام می شود. در بسیاری از موارد عملی، مصالح بصورت مدل هیستریک دوخطی استاندارد معرفی می شود، در حالیکه در مدل های اصلاح شده از مدل های چند خطی یا منحنی - الخط استفاده شده است [۲۴، ۲۵].



شکل (۳): شکل شماتیک از دهانه‌ی مهاربندی شده‌ی سازه‌های در نظر گرفته شده

المان تیر-ستون استفاده شده در اینجا اندرکنش نیروی محوری و ممان خمشی در طول مهاربند را توسط انتگرال گیری از مدل مصالح هیسترتیک تک محوره روی سطح مقطع مهاربند در نظر می گیرد [۲۶]. تغییر شکل‌های درجه دوم برشی صرفنظر شده‌اند. برای مصالح فولادی از مدل هیسترتیک پینتو-منگاتو [۲۷] با سخت شدگی‌های ایزوتروپیک و سینماتیک استفاده شده است؛ در مدل پلاستیسیته توزیع شده، و پاسخ مقطع در نقاطی در طول عضو کنترل شده است [۲۴].

#### ۴- تحریکات زمین لرزه

حرکات زمین استفاده شده برای بررسی عملکرد روش‌های مختلف پوش‌اور در قاب‌های فولادی مهاربندی هم‌گرا در این مطالعه، توسط FEMA P-695 [۲۸] تهیه شده‌اند و نماینده‌ی حرکات زمین دور از گسل هستند که برای خطرات متناظر به احتمال ۱۰٪ در ۵۰ سال در مرکز شهر لس‌آنجلس مقیاس شده‌اند [۲۹]. این زمین لرزه‌ها شامل ۷ عدد از حرکات زمین می‌باشد و بگونه‌ای مقیاس شده‌اند که طیف

پاسخ متوسط آن‌ها با طیف طرح ASCE/SEI 7-05 از همان سطح خطر و همان خاک، مطابقت داشته باشد. مشخصات فنی این رکوردها در جدول (۱) ارائه شده است. همچنین اطلاعات بیشتر در مورد حرکات زمین استفاده شده، در پیوست A از FEMA P-695 یافت می‌شود.

جدول (۱): مشخصات زلزله‌های در نظر گرفته شده

EQ label	PEER-NGA Rec. Num.	Description	Earthquake Magnitude	Campbell Distance (km)	Joyner-Boore Distance (km)	Number of Points	Time Step (sec)	PGA (g)
GM1	960	1994, Northridge, Canyon Country-WLC	6/7	12/4	11/4	2998	0/01	0/48
GM2	1602	1999, Duzce, Turkey, Bolu	7/1	12/4	12	5588	0/01	0/82
GM3	1787	1999, Hector Mine, Hector	7/1	12	10/4	4529	0/01	0/34
GM4	174	1979, Imperial Valley, El Centro Array #11	6/5	13/5	12/5	7805	0/005	0/38
GM5	1111	1995, Kobe, Japan, Nishi-Akashi	6/9	25/2	7/1	4095	0/01	0/51
GM6	1158	1999, Kocaeli, Turkey, Duzce	7/5	15/4	13/6	5436	0/005	0/36
GM7	1148	1999, Kocaeli, Turkey, Arcelik	7/5	13/5	10/6	5999	0/005	0/22

## ۵- نتایج و تفسیر

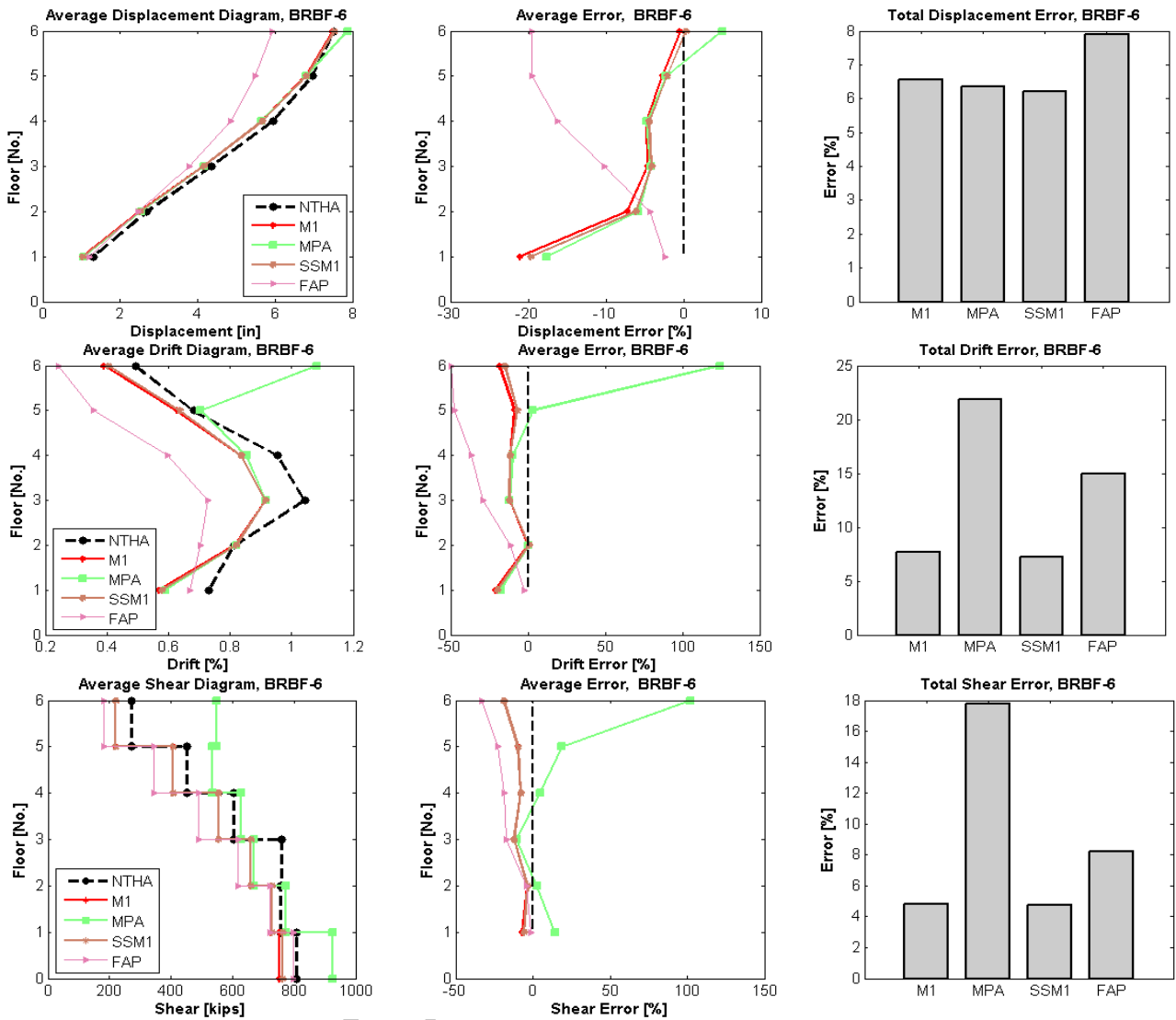
همانطور که قبلاً اشاره شد، پاسخ سیستم های سازه‌ای در نظر گرفته شده برای پارامترهای جابجایی طبقات، دریافت های داخل طبقه، و برش طبقات بدست آمده است. بیشینه‌ی این پاسخ‌ها تحت هریک از الگوهای بارگذاری آیین نامه‌ای در ارتفاع سازه رسم شده است و با بیشینه‌ی پاسخ تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به عنوان پاسخ دقیق مقایسه شده است. بیشینه‌ی پاسخ سازه‌ی ۶- طبقه برای هریک از زلزله‌ها برای هریک از تحلیل‌ها بدست آمده است و متوسط آنها برای تمام زلزله‌ها در ارتفاع سازه در شکل (۴) رسم گردیده است. همچنین خطای بدست آمده از این روش‌ها در این شکل نشان داده شده است. معیار خطای نشان داده شده در معادله (۱) برای پاسخ‌های این سازه بدست آمده و در ستون میانی این شکل رسم شده است. علاوه بر این معیار خطای معادله (۲) در ستون آخر این شکل نشان داده شده است. همانطور که از اولین ردیف این شکل پیداست، پروفیل جابجایی پیش بینی شده توسط روش MPA، و نیز روش FAP در طبقات بالا از پروفیل پاسخ تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی دور شده است. بنابراین این روش‌ها در برآورد جابجایی هدف سیستم ناکام مانده‌اند، درحالی‌که پروفیل برآورد شده توسط روش SSM1 نتایج بسیار خوبی از این سازه ارائه داده است. ردیف دوم این شکل نتایج مربوط به بیشینه‌ی دریافت داخل طبقه را نشان می‌دهد. همانطور که ملاحظه می‌گردد، روش SSM1 بخوبی پاسخ سیستم را دنبال کرده است و دارای کمترین خطا در پیش بینی می‌باشد. ردیف سوم از این شکل نشان می‌دهد که روش MPA قادر نیست پروفیل برش طبقات سازه را دنبال کند و دچار خطای بزرگتری نسبت به بقیه‌ی روش‌ها می‌شود. این در حالیست که روش MI که تنها اثرات مربوط به مود اول ارتعاش سازه را در بر می‌گیرد پاسخ بسیار بهتری در این سازه نشان داده است. عملکرد ضعیف MPA را می‌توان به تقریب های اصلی این روش که ناشی از (۱) صرفنظر کردن از اندرکنش بین مودها به دلیل تسلیم سیستم شده، و (۲) قانون ترکیب SRSS برای پیدا کردن پاسخ کلی سازه که نمی‌تواند تعادل نیروها را ارضا نماید، نسبت داد. با این تفاسیر نخستین منبع تقریب مرتبط با تراز تقاضای غیرا لاستیک روی این سیستم است، و دومین منبع خطا عمدتاً وابسته به چگونگی سهم



مشارکت مودهای بالاتر در پاسخ کلی است. علاوه بر این محدودیت هایی نیز متأثر از این واقعیت است که (۳) خصوصیات سیستم SDOF معادل به تقاضای جابجایی برآورد شده وابسته است، و بنابراین استراتژی تکراری برای جلوگیری از منابع عدم قطعیت بیشتر، لازم خواهد بود. بطور کلی روش SSM1 در این سازه عملکرد بسیار خوبی داشته و کمترین خطا را نشان داده است. یکی از نکات جالبی که در این روش اتخاذ شده است رسم منحنی ظرفیت سازه با مفهوم انرژی است که نارسایی های مربوط به برگشت جابجایی بام در مودهای بالاتر را رفع کرده است.

علاوه بر اینکه کارایی مطلوب هر یک از روش ها با استفاده از معیار خطای کل (معادله (۲)) تعریف می شود، قابلیت هر کدام در برآورد پروفیل پاسخ بسیار اهمیت دارد. چنانکه می توان رفتار سازه و تغییر شکل سازه تحت نیرو های جانبی را بهتر درک کرد و بنابراین قضاوت مهندسی بهتری از عملکرد سازه داشت. شکل (۵) نتایج مربوط به سازه ی ۱۲-طبقه را نمایش می دهد. نکته ای در برآورد پاسخ جابجایی در این شکل نهفته است، این واقعیت است که اگرچه خطای کل بدست آمده از روش MPA کمترین مقدار را دارد، با این وجود برخلاف بقیه ی روش های در نظر گرفته شده، پروفیل جابجایی پیش بینی شده انطباق خوبی با نتایج تاریخیچه زمانی غیرخطی ندارد. همچنین ردیف دوم از این شکل نشان می دهد که برآورد دررفت داخل طبقه با روش MPA متحمل خطای بسیار بزرگی است. روش SSM1 که بیشینه ی پاسخ هر یک از روش های SSAP و M1 را در نظر می گیرد در طبقات پایین متأثر از روش M1 است و در طبقات بالای سازه که روش الگوی بار متناسب با مود اول ارتعاش کارایی خود را از دست می دهد، از روش SSAP تاثیر می پذیرد.

با این تفاسیر می توان دریافت که علاوه بر این که روش SSAP در کل پاسخ غیرمحافظة کارانه ای ارائه می دهد، این امر در طبقات پایین سازه چشمگیرتر است، بطوریکه در هر دو سازه ی در نظر گرفته شده، روش M1 در طبقات پایین کنترل کننده بوده است. با این وجود عملکرد بسیار خوبی از روش SSM1 در این سازه ها مشاهده می شود که می توان با قابلیت اعتماد بیشتری از این روش در سازه های مهاربندی شده ی فولادی استفاده کرد. ردیف سوم شکل (۵) نتایج مربوط به بیشینه ی برش طبقات سازه را تحت اثر هر یک از الگوهای بار جانبی اعمال شده نشان می دهد. چنانکه ملاحظه می گردد، بجز روش MPA، روش های دیگر پاسخ های غیرمحافظة کارانه ای ارائه داده اند. با این حال پاسخ پیش بینی شده از روش MPA دور از واقعیت است و نمی توان آن را ملاک عمل قرار داد. با علم به اینکه پاسخ برآورد شده توسط SSM1 تاحدی (حدود ۱۰ درصد) غیرمحافظة کارانه است، و این واقعیت که پروفیل برآورد شده توسط این روش انطباق خوبی با پاسخ تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی دارد، می توان با قابلیت اعتماد خوبی از این روش برای برآورد بیشینه ی پاسخ این دسته از سازه ها استفاده کرد.



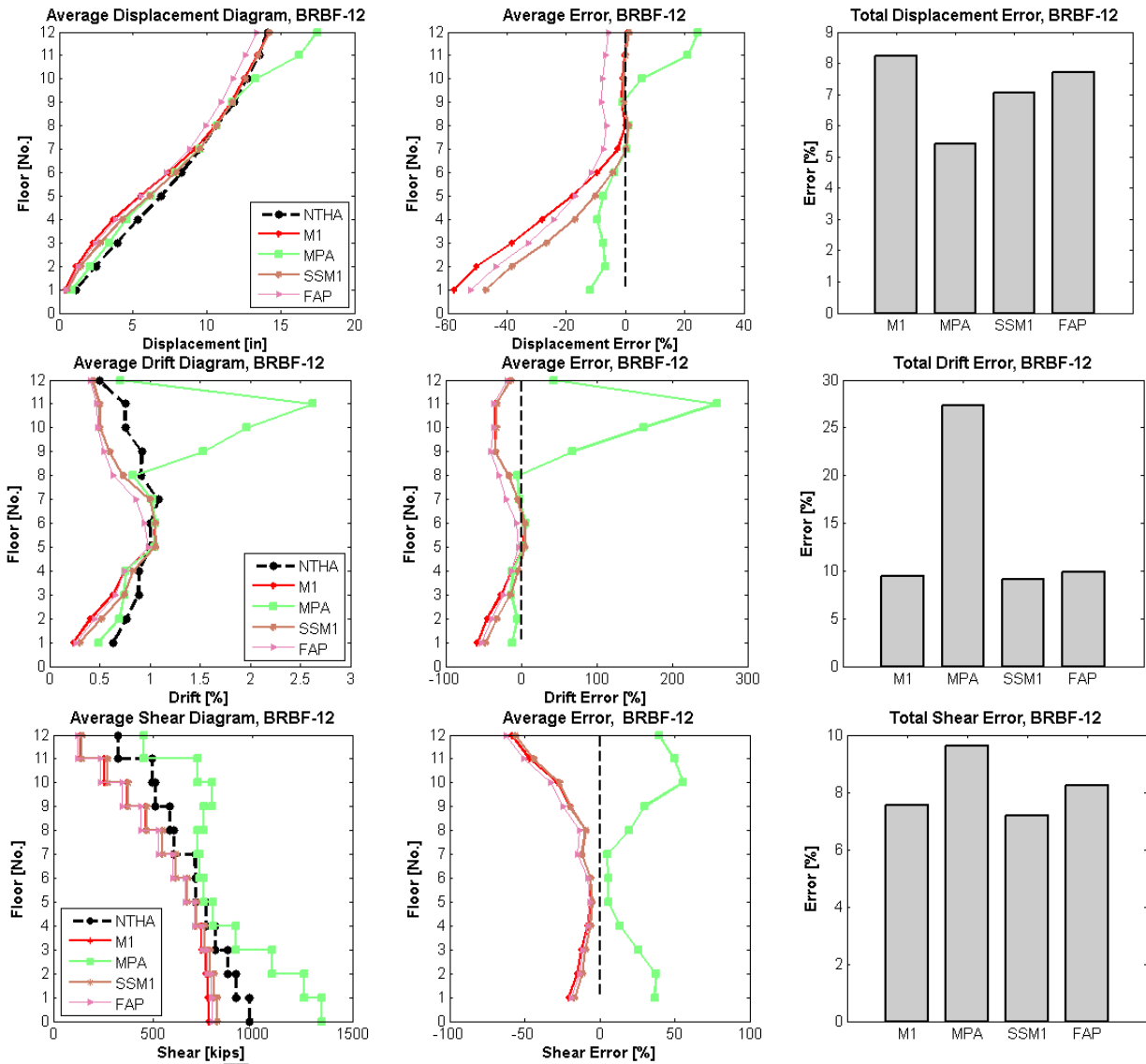
شکل (۴): متوسط پاسخ حداکثر سازه ۶-طبقه و خطای پیش‌بینی در هریک از روش‌های تحلیل

## ۶- نتیجه‌گیری

در این تحقیق الگوهای بارگذاری جانبی نوین که تاثیر ویژگی‌های سایت، اثرات موده‌های بالاتر، و نیز تاثیر پیشرفت زوال را در طول تحلیل در نظر می‌گیرند، برای پیش‌بینی بیشینه‌ی پاسخ سازه‌های فولادی مهاربندی شده با مهاربندهای کمانش تاب مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. سازه‌های ۶-طبقه و ۱۲-طبقه‌ی انتخاب شده، با جدیدترین آیین‌نامه‌های طراحی و لرزه‌ای طراحی شده بودند. این سازه‌ها از پیکربندی دوطبقه-X برای مهاربندها استفاده کرده‌اند. پاسخ بیشینه‌ی این سازه‌ها برای ۷ زلزله در سطح طراحی بدست آمده و متوسط آنها ملاک ارزیابی قرار گرفته است.

روش M1 با وجود سادگی زیاد و فرضیات ساده‌کننده‌ی فراوان که هیچکدام از اثرات موده‌های بالاتر، اثرات پیشرفت زوال سختی و مقاومت، و نیز اثرات سایت را وارد محاسبات خود نمی‌کند، توانسته است عملکرد قابل قبولی در این نوع سازه‌ها به نمایش بگذارد. روش MPA اگرچه اثرات موده‌های بالاتر را با ترکیب پاسخ جداگانه از هر مود ارتعاش وارد محاسبات خود کرده است، نتوانست پاسخ بهتری

حتی نسبت به روش M1 ارائه دهد. روش SSM1 در این سازه‌ها کارایی بالایی دارد و می‌تواند به عنوان یک روش قابل اعتماد در این نوع سازه‌ها مورد استفاده قرار گیرد. این روش در برآورد هر سه پارامتر پاسخ نتایج خوبی نسبت به بقیه ارائه داد.



شکل (۵): متوسط پاسخ حداکثر سازه ۱۲-طبقه و خطای پیش‌بینی در هر یک از روش‌های تحلیل

## ۷- مراجع

- [1] H. Krawinkler and G. Seneviratna, "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation," *Engineering structures*, vol. 20, pp. 452-464, 1998.
- [2] A. Mwafy and A. S. Elnashai, "Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings," *Engineering structures*, vol. 23, pp. 407-424, 2001.
- [3] A. S. Elnashai and L. Di Sarno, *Fundamentals of earthquake engineering*: Wiley, 2008.
- [4] P. Fajfar, "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra," *Earthquake engineering and structural dynamics*, vol. 28, pp. 979-994, 1999.
- [5] A. T. Council, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings," *Report No. SSC 96-01: ATC-40, 1*, 1996.
- [6] B. S. S. Council, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings," *Report FEMA-356*, Washington, DC, 2000.

- [7] C. EN, 1, Eurocode 8: "Design provisions for earthquake resistance of structures, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings," Brussels: European Committee for Standardization, 2004.
- [8] S. E. Institute, *Minimum design loads for buildings and other structures* vol. 7: Amer Society of Civil Engineers, 2006.
- [9] A. FEMA, "440, *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*," ed: Federal Emergency Management Agency, Washington DC.2005 ,
- [10] K. Shakeri, M. A. Shayanfar, and T. Kabeyasawa, "A story shear-based adaptive pushover procedure for estimating seismic demands of buildings," *Engineering structures*, vol. 32, pp. 174-183, 2010.
- [11] D. Pietra, "Evaluation of pushover procedures for the seismic design of buildings," Master Degree in EARTHQUAKE ENGINEERING, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, M.Sc Thesis, European School for Advances Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), University of Pavia, Italy, 2008.
- [12] A. K. Chopra, *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering* vol. 2: Prentice Hall Saddle River^ eNY NY, 2001.
- [13] A. K. Chopra and R. Goel, "Modal pushover analysis of SAC buildings," in *Proceedings SEAOC Convention, San Diego, California*, 2001.
- [14] S. Antoniou and R. Pinho, "Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 8, pp. 497-522, 2004.
- [15] S. K. Kunnath, "Identification of modal combinations for nonlinear static analysis of building structures," *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 19, pp. 246-259, 2004.
- [16] A. Mwafy and S. Elnashai, "Static Pushover verse dynamic-to-collapse analysis of RC buildings," Engineering Seismology and Earthquake Engineering Section, Imperial College of Science, Technology and Medicine Report No. 00/1, 2000.
- [17] B. Gupta and S. K. Kunnath, "Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures," *Earthquake spectra*, vol. 16, pp. 367-391, 2000.
- [18] R. K. Goel and A. K. Chopra, "Evaluation of modal and FEMA pushover analyses: SAC buildings," *Earthquake spectra*, vol. 20, p. 225, 2004.
- [19] S. Antoniou and R. Pinho, "Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 8, pp. 643-661, 2004.
- [20] J. M. Bracci, S. K. Kunnath, and A. M. Reinhorn, "Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures," *Journal of Structural Engineering*, vol. 123, pp. 3-10, 1997.
- [21] A. Reinhorn, "Inelastic analysis techniques in seismic evaluations, in seismic design methodologies for the next generation of codes," *Krawinkler and Fajfar (editors), Balkema*, pp. 277.1997 ,287-
- [22] M. López-Menjívar, "Verification of a displacement-based Adaptive Pushover method for assessment of 2-D Reinforced Concrete Buildings," PhD Thesis, European School for Advances Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), University of Pavia, Italy, 2004.
- [23] A. ANSI, "AISC 341-05 (2005). "Seismic provisions for structural steel buildings." American Institute of Steel Construction," Inc.: Chicago, IL.
- [24] N. C. J. Venture, "Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors," ed: National Institute of Standards and Technology, 2010.
- [25] P. Uriz, *Toward earthquake-resistant design of concentrically braced steel-frame structures*: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2008.
- [26] S. Mazzoni, F. McKenna, M. H. Scott, and G. L. Fenves, "OpenSees command language manual," *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center*, 2005.
- [27] M. Menegotto, Pinto, PE, (1973), "Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending," 1973.
- [28] P. FEMA, "695. *Quantification of Building Seismic Performance Factors*," Federal Emergency Management Agency: WashingtonDC, 2009.
- [29] M.A. Shayanfar, R. Zare Bidoki, B. Farhadi, S.M.A. Shahabi, "695. Assessment of Advanced Nonlinear Static Procedures for Seismic Evaluation of Braced Steel Structures," *3rd International Structural Specialty Conference: Edmonton, Alberta June 6-9, 2012 / 6 au 9 juin 2012*.