



کد مقاله: ۱-۱۴۱

ارزیابی عملکرد روش تحلیل استاتیکی غیر خطی بهنگام شونده در ارزیابی سازه‌های با توزیع نامتقارن مقاومت و سختی در پلان

سیدحسن قطبی راوندی^۱، آرمین عظیمی نژاد^۲، عبدالرضا سروقد مقدم^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد زلزله، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات تهران، hassanghotbiravandi@gmail.com

۲- عضو هیأت علمی، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات تهران

۳- عضو هیأت علمی، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

چکیده

ساختمانهای بلند نامتقارن در پلان به علت اثرات پیچش و مودهای ارتعاشی بالاتر، سازه‌های پیچیده‌ای میباشند. در این مطالعه، اثر خروج از مرکزیت‌های سختی و مقاومت بر روی پاسخهای لرزه‌ای غیرالاستیک ساختمان‌های نامتقارن در پلان به طور جداگانه مورد بررسی قرار میگیرند. سازه‌های فولادی قاب خمشی ۹ طبقه با پلان‌های نامتقارن با خروج از مرکزیت‌های متفاوت براساس آیین‌نامه ASCE7 جهت ارزیابی نتایج حاصله از تحلیل دینامیکی غیرخطی با روش پوش آور بهنگام شونده مورد ارزیابی قرار گرفته است. بدین صورت که در آن از الگوی بار بهنگام شونده در هر مرحله بارگذاری، شکل الگوی بار وارده متناسب با مشخصات مودال سازه تغییر کرده و بهنگام می‌شود. روش پوش آور با الگوی بار ثابت که در سالهای اخیر روش تحلیل استاتیکی غیرخطی با در نظر گرفتن اثر مودهای بالاتر ارائه شده است که خود شامل روش پوش آور به هنگام شونده براساس جابجایی و جابجایی نسبی طبقات، که الگوی بار ثابت نبوده و براساس شکل مودی و میزان ضریب مشارکت مودال، بهنگام می‌شود. به منظور بررسی دقت روش‌های مذکور، تحت هفت رکورد زلزله توسط نرم افزار SAP به منظور برآورد دقت تحلیل بارافزون انطباقی، پاسخهای لرزه‌ای حاصل از این روش با تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مقایسه میشوند. نتایج نشان میدهد که اثرات (EUB) توسعه یافته پیچشی ایجاد شده در ساختمانهای با خروج از مرکزیت سختی شدید میباشد، درحالی‌که این اثرات در ساختمانهای با خروج از مرکزیت مقاومت محسوس نمیباشند. لازم به ذکر است که خروج از مرکزیت مقاومت اثر شدیدی بر روی دورانهای پلاستیک مفاصل میگذارند، اما بر روی پاسخ‌های لرزه‌ای تغییرمکان کف طبقات و جابجایی نسبی بین طبقات اثر چندانی ندارد.

کلمات کلیدی: خروج از مرکزیت‌های سختی و مقاومت، ساختمانهای نامتقارن در پلان، آنالیزهای بارافزون بهنگام شونده، تحلیل تاریخچه

زمانی غیرخطی

۱- مقدمه

در طول دهه گذشته تحلیل استاتیکی غیر خطی به طور گسترده در دستور العمل‌های ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها از قبیل ASCE41-06 و ATC40 و FEMA273 و در برخی از آئین‌نامه‌های طراحی از قبیل آئین‌نامه طراحی ایتالیا و ژاپن جهت ارزیابی و طراحی لرزه‌ای سازه‌ها مورد استفاده

قرار گرفته است [۱]. این روش توانایی تخمین پاسخ لرزه‌ای کلی ساختمان‌هایی با ارتفاع کم و متوسط را با دقت خوبی داراست. اما مشکل عمده روش‌های استاتیکی غیرخطی متداول در دستور العمل‌ها و آئین‌نامه‌های جاری این است که الگوی بار جانبی در این روشها در طول تحلیل ثابت بوده و قادر به لحاظ کردن تغییرات ایجاد شده در مشخصات مودال سازه نمی‌باشند. در نتیجه هنگامیکه سازه وارد ناحیه غیرخطی شده و به تناسب آن شکل مودها و ماتریس سختی سازه تغییر می‌کند، هیچ‌گونه تغییری در الگوی بار جانبی این روشها اعمال نشده و هم‌چنان با همان الگوی بار اولیه تحلیل ادامه پیدا می‌کند، لذا در راستای رفع کاستی‌ها و مشکلات ذکر شده در سال‌های اخیر تعدادی از محققان استفاده از الگوی بار بهنگام‌شونده (Adaptive) را پیشنهاد داده‌اند. دسته‌ای از روشهای پوش‌اور که در طول آنالیز الگوی بار جانبی در آنها بر اساس ماتریس سختی لحظه‌ای سازه تغییر می‌یابد، روشهای پوش‌اور بهنگام شونده نامیده می‌شوند [۲]. در این روشها در هر مرحله بارگذاری، شکل الگوی بار وارده متناسب با مشخصات مودال سازه تغییر کرده و بهنگام می‌شود.

برای بررسی عملکرد روشهای تحلیل استاتیکی غیرخطی با الگوی بار بهنگام شونده، در این تحقیق سازه‌های ۹ طبقه با پلان‌های مختلف و درصد خروج از مرکزیت‌های مختلف سختی و مقاومت طراحی شده‌اند، تحت اثرهفت زمین‌لرزه مورد مطالعه قرار گرفتند. نتایج حاصل از تحلیل‌های پوش‌اور با میانگین نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی (به عنوان جواب دقیق) با استفاده از توابع SAP2000 که در آن API شرح داده شده است در محیط MATLAB برنامه نویسی شده است، سپس برای انجام آنالیز قابلیت‌های تحلیل برنامه SAP2000 مورد استفاده قرار گرفته شده است.

۲- روشهای پوش‌اور استفاده شده در این تحقیق

به منظور بررسی کارایی روش‌های پوش‌اور با الگوی بار بهنگام شونده لازم است که روش‌های مذکور به صورت تحلیلی بر روی سازه‌ها، تحت اثر زلزله‌های مختلف اعمال گردیده و نتایج حاصل از آنها با نتایج سایر روش‌های پوش‌اور و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی مقایسه گردد. روش‌های پوش‌اور استفاده شده در این تحقیق به دو دسته‌ی با الگوی بار ثابت و با الگوی بار بهنگام‌شونده تقسیم می‌شوند. در دسته اول از الگوی توزیع بار جانبی آئین‌نامه استفاده گردیده و در دسته دوم، روشهای پوش‌اور با الگوی بار بهنگام‌شونده براساس جابجایی طبقات، جابجایی نسبی طبقات و نیز روش پوش‌اور با الگوی بار بهنگام شونده بر پایه نیرو مورد استفاده قرار گرفته است. در ادامه تمامی این روشها به صورت مجزا شرح داده خواهد شد.

۲-۱ روشهای پوش‌اور با الگوی بار ثابت

۲-۱-۱ الگوی بار آئین‌نامه (Code)

طبق رابطه (۱) الگوی بار جانبی در این روش، ترکیبی از شکل مثلثی برای دوره تناوب کمتر از ۰/۵ ثانیه و شکل سهمی وار برای دوره تناوب‌های بزرگتر از ۲/۵ ثانیه می‌باشد [4]

$$c_{ix} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (1)$$

در این رابطه i شماره طبقات، W_i و W_x وزن طبقه i و h_i و h_x ارتفاع طبقه i و x ، n تعداد طبقات و مقدار k طبق رابطه (۲) برابر است با:

$$K=0.5T+0.75 \quad (2)$$

برای دوره تناوب کوچکتر از ۰/۵ ثانیه مقدار k برابر ۱ و برای زمان تناوب بزرگتر از ۲/۵ ثانیه مقدار k برابر ۲ می باشد.

۲-۲ روشهای پوش اور با الگوی بار بهنگام شونده

۱-۲-۲ روش پوش اور با الگوی بار بهنگام شونده بر پایه نیرو* (FAP)

الگوریتم روش پوش اور بهنگام شونده براساس نیرو را می توان در چهار مرحله تقسیم بندی کرد [۵].

۱- تعیین بردار بار اسمی P_0

۲- محاسبه ضریب بار λ

۳- محاسبه بردار مودال نرمال شده \bar{F}

۴- بهنگام کردن بردار بارگذاری

در هر مرحله بارگذاری با استفاده از الگوریتم موجود، شکل بردار بارگذاری تعیین می شود. برای اینکه شکل بردار بارگذاری در هر مرحله با شکل متناظر با مشخصات پاسخ دینامیکی سازه انحراف نداشته باشد، باید شکل بردار بار اسمی P_0 همواره به شکل توزیع یکنواخت در ارتفاع طبقات باشد. الگوی بار P در هر مرحله از تحلیل، طبق رابطه (۳) تعیین می شود. مقدار ضریب بار λ به طور اتوماتیک با استفاده از استراتژی کنترل پاسخ افزایش داده می شود تا جایی که به تغییر مکان هدف تعیین شده رسیده و یا ناپایداری عددی رخ دهد.

$$P = \lambda \cdot \bar{F} \cdot P_0 \quad (3)$$

برای تعیین شکل بردار بار در هر مرحله از تحلیل، از بردار مودال نرمال شده \bar{F} که در ابتدای هر مرحله از بارگذاری محاسبه می شود، استفاده می گردد.

نیروی جانبی حاصل از مود ارتعاشی j ام در طبقه i ام طبق رابطه (۴) تعریف شده و برای ترکیب نیروهای مودال در این تحقیق از روش CQC استفاده شده است. به علت آنکه مقادیر نسبی بین نیروهای طبقات، جهت تعیین شکل بردار بار مورد توجه هستند بنابراین بردار نرمال شده مودال \bar{F} در هر مرحله بارگذاری از رابطه (5) حاصل می شود.

$$F_{ij} = \Gamma_j \phi_{ij} M_i S_a(j) \quad (4)$$

$$\bar{F}_i = \frac{F_i}{\sum F_i} \quad (5)$$

در رابطه (۴)، i شماره طبقه، j شماره مود، Γ_j ضریب مشارکت مود j ام، $S_d(j)$ شتاب طیفی در مود j ام، ϕ_{ij} مولفه بردار شکل مود j ام در طبقه i ام و M_i جرم طبقه i ام می‌باشد.

در آخر نیز الگوی بار محاسبه شده در هر گام با الگوی بار مرحله قبل جمع شده و الگوی بار جدید بدست آمده بر سازه اعمال می‌شود.

۲-۲-۲ روش پوش اور با الگوی بار بهنگام‌شونده بر پایه جابجایی نسبی طبقات (DRAP)

در این روش جهت تعیین الگوی بار جانبی در هر مرحله از تحلیل، از بردار مودال مقیاس شده نرمال \bar{D} استفاده می‌شود. بدین منظور قبل از هر مرحله بارگذاری براساس مشخصات سختی موجود در سازه تحلیل مقادیر ویژه صورت گرفته و براساس اشکال مودی و ضرایب مشارکت مودها و نیز تغییر مکان طیفی، بارهای مودال محاسبه می‌شوند. برای بهنگام کردن الگوی بار در این روش از جابجایی نسبی طبقات استفاده می‌شود. بدین منظور ماکزیمم جابجایی نسبی بین طبقات در هر مود به‌طور مستقیم محاسبه شده و بوسیله روش (CQC) با هم ترکیب می‌شوند [۶]. جابجایی هر طبقه نیز از مجموع جابجایی نسبی آن طبقه و طبقات پایین‌تر حاصل خواهد شد (رابطه ۹ و ۱۰)

$$\Delta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^N \Delta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^N [\Gamma_j (\phi_{ij} - \phi_{i-1,j}) S_d(j)]^2} \quad (9)$$

$$D_i = \sum_{k=1}^i \Delta_k \quad (10)$$

در رابطه (۹ و ۱۰)، i شماره طبقه، j شماره مود، Γ_j ضریب مشارکت مود j ام، ϕ_{ij} مولفه بردار شکل مود j ام در طبقه i ام، $S_d(j)$ جابجایی طیفی در مود j ام، Δ_i جابجایی نسبی طبقه i ام و D_i جابجایی نسبی طبقه i ام می‌باشد. با توجه به اینکه هدف تعیین شکل بردار بار می‌باشد و نه مقدار آن، بنابراین بردار D_i با استفاده از رابطه (۱۱) به صورت بردار مقیاس شده نرمال \bar{D}_i تبدیل می‌شود.

$$\bar{D}_i = \frac{D_i}{\max D_i} \quad (11)$$

بدین ترتیب الگوی بار جانبی در هر گام از تحلیل محاسبه می‌شود.

۳- انتخاب زمین لرزه‌ها

میزان دقت روش پیشنهادی از طریق مقایسه نتایج حاصل از تحلیل از پوش آور با تحلیل دینامیکی غیر خطی به عنوان روش دقیق مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. برای اینکار زمین لرزه های متعددی مورد ارزیابی قرار گرفتند که اولاً همگی بر روی یک نوع خاک برداشت شده باشند، ثانیاً سازه تحت اثر آن ها به محدوده غیر خطی وارد شود، ثالثاً سازه تحت اثر آن ها فرو نرود. نهایتاً هفت زمین لرزه با مشخصات مندرج در جدول (۱) انتخاب گردیدند. این زمین لرزه ها از سایت مرکز مهندسی زلزله اقیانوس آرام (PEER) به نشانی <http://peer.berkeley.edu> قابل دانلود هستند.

از میان دو مؤلفه ی افقی زمین لرزه مؤلفه ای که PGA بزرگتری داشته باشد انتخاب و به عنوان زلزله قویتر بررسی شده و به مقدار g مقیاس شده است. این ضریب مقیاس با توجه به اینکه ساختمان های ۹ طبقه برای PGA برابر g طراحی شده است انتخاب شده تا سازه را به محدوده غیر خطی وارد نماید. از آنجائیکه زلزله Northridge در دو ایستگاه مختلف در این تحقیق استفاده شده است. از این پس در این پایان

نامه رکوردی که در ایستگاه Castic Old Ridge Rout برداشت شده است بدون پسوند Northridge نامیده می شود و برای نشان دادن رکورد دیگر ایستگاه آن ذکر می گردد.

۴- هم پایه کردن شتاب نگاشت ها

در این تحقیق هم پایه کردن شتاب نگاشت ها با استفاده از آئین نامه ASCE7-10 صورت پذیرفته است. طبق این آئین نامه، برای انجام آنالیزهای سه عدی، هر زمین لرزه باید حاوی جفت شتاب نگاشت افقی انتخاب شده از یک زمین لرزه واقعی باشد [۷]. انتخاب شتاب نگاشت مناسب باید به نحوی باشد که ویژگی های آن از قبیل بزرگا، فاصله از گسل و مکانیزم چشمه لرزه زای آن متناسب با خصوصیات بزرگترین زلزله مورد انتظار باشد. هنگامی که زلزله های مناسب به تعداد کافی موجود نباشد، از رکوردهای شبیه سازی شده مناسب برای تأمین تعداد زلزله های مورد نیاز استفاده می شود.

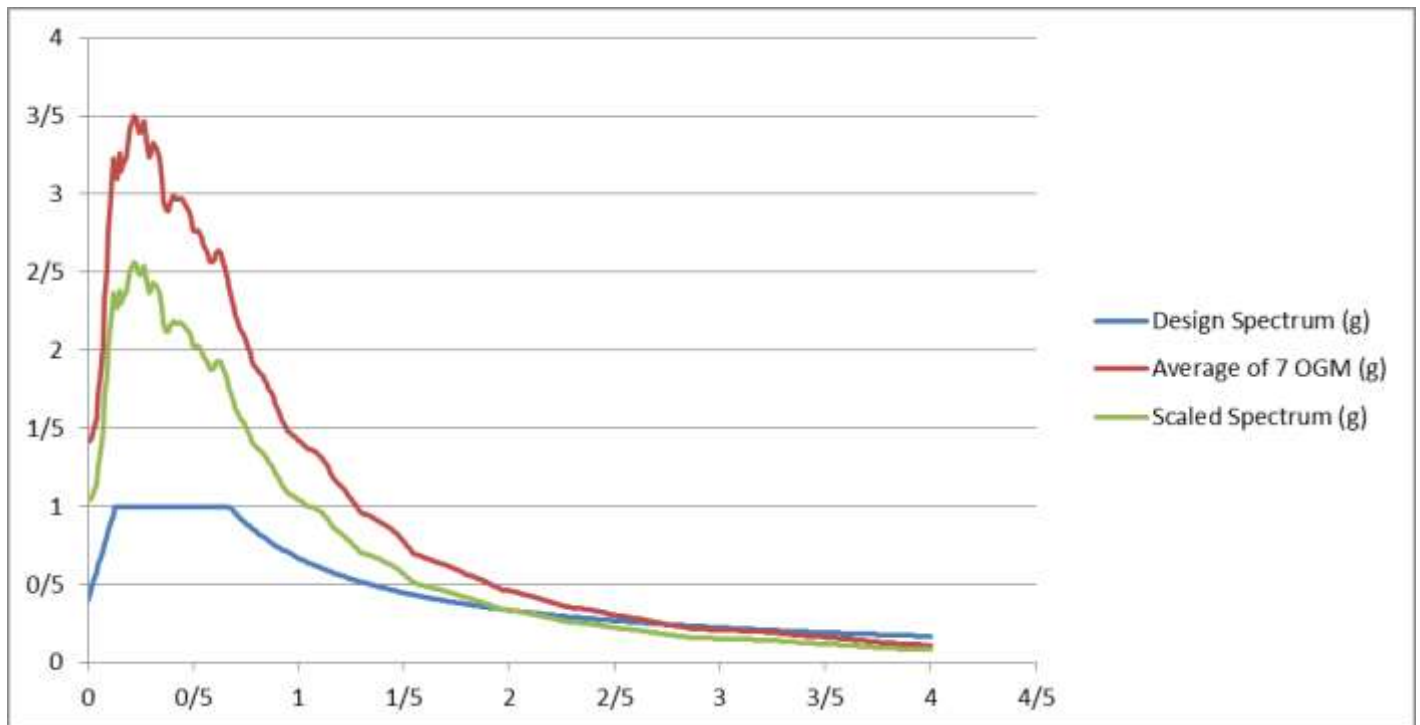
شتاب نگاشت ها باید به گونه ای مقیاس شوند که میانگین مقدار طیف پاسخ شتاب با میرایی ۵٪ آنها در محدوده بین $0.2T$ تا $1.0T$ (که T دوره تناوب طبیعی سازه می باشد) کمتر از مقدار طیف پاسخ طرح نباشد. بدین منظور طیف پاسخ شتاب با میرایی ۵٪ برای هفت زمین لرزه مورد نظر رسم گردیده و میانگین آنها محاسبه شده است. سپس در بازه $0.2T$ تا $1.0T$ با طیف طرح آئین نامه ASCE7-10 مقایسه شده و ضریب مقیاس به گونه ای انتخاب گشته که در بازه مذکور، طیف میانگین بالاتر از طیف طرح قرار گیرد (شکل ۱). این ضریب مقیاس در هفت شتاب نگاشت مورد نظر ضرب شده و پس از آن آنالیزهای دینامیکی غیرخطی به کمک شتاب نگاشت های مقیاس شده، صورت پذیرفته است.

۵- تعیین تغییر مکان هدف

از آنجائیکه در این تحقیق هدف ارزیابی عملکرد و کارایی روش های پوش اور بهنگام شونده می باشد، به منظور بررسی دقیق تر موارد یاد شده از هیچ یک از روش های تقریبی موجود جهت تخمین تغییر مکان هدف استفاده نشده است. بلکه مستقیماً از تحلیل دینامیکی غیرخطی برای تعیین تغییر مکان هدف مورد نیاز روش های پوش اور استفاده شده است. به همین منظور در ابتدا هفت آنالیز دینامیکی غیرخطی بوسیله نرم افزار SAP2000 برای زمین لرزه های انتخابی صورت گرفته، سپس تغییر مکان حداکثر بام در هر کدام از این هفت آنالیز مشخص شده و میانگین این مقادیر به عنوان تغییر مکان هدف در روش های تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد استفاده قرار گرفته است. لازم به ذکر است که این مراحل برای هر کدام از سازه ها به طور جداگانه انجام شده است.

جدول ۱: مشخصات هفت رکورد انتخابی

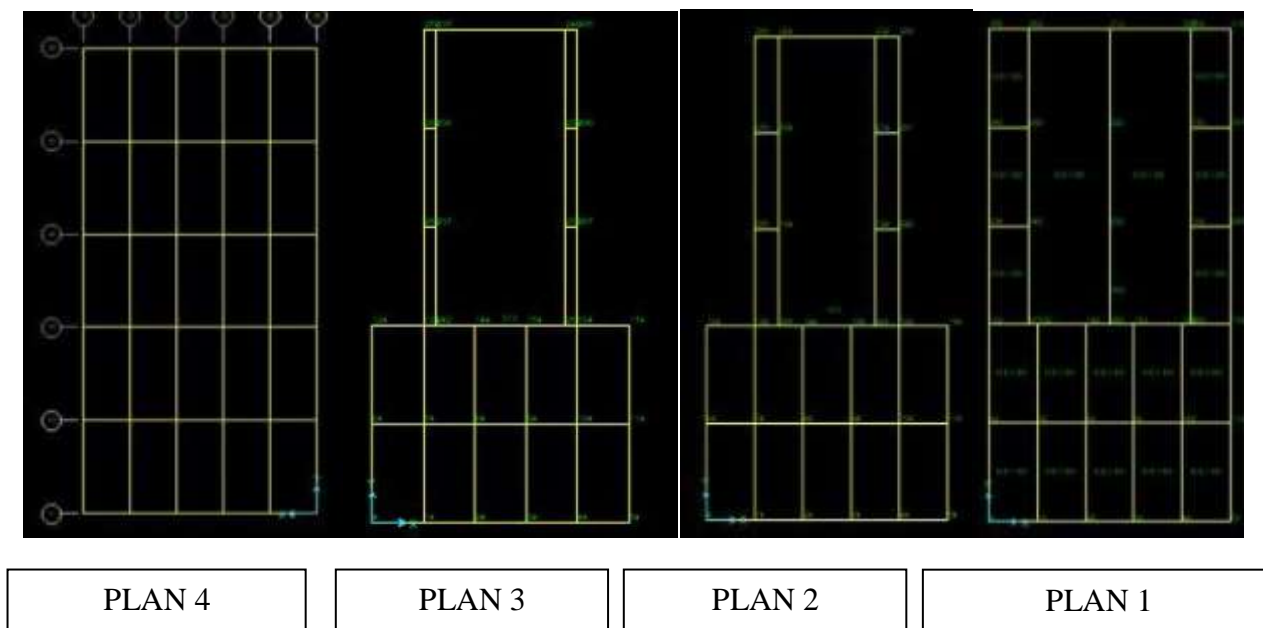
<i>Eg #</i>	<i>Earthquake</i>	<i>Magnitude (Mw)</i>	<i>Station name</i>	<i>Distance (km)</i>	<i>Site Class (USGS)</i>	<i>PGA(g)</i>
1	<i>Imperial Valley 1979</i>	6/5	<i>6604 Cerro Prieto</i>	26/5	<i>B</i>	<i>0/212</i>
2	<i>Northridge 1994</i>	6/7	<i>24278 Castaic-Old Ridge Route</i>	22/6	<i>B</i>	<i>0/568</i>
3	<i>Loma Perietá 1989</i>	6/9	<i>1652 Anderson Dam (Down Stream)</i>	21/4	<i>B</i>	<i>0/244</i>
4	<i>San Fernando 1971</i>	6/6	<i>24278 Castaic-Old Ridge Route</i>	24/9	<i>B</i>	<i>0/324</i>
5	<i>Cape Mendocino 1992</i>	7/1	<i>89324 Rio Dell Overpass</i>	18/5	<i>B</i>	<i>0/549</i>
6	<i>Northridge 1994</i>	6/7	<i>24538 Santa Monica City Hall</i>	27/6	<i>B</i>	<i>0/883</i>
7	<i>Whittier Narrow 1987</i>	6/0	<i>14196 Inglewood-Union Oil</i>	25/2	<i>B</i>	<i>0/299</i>



شکل ۱: بالانر قرارگرفتن طیف میانگین نسبت به طیف طرح در بازه $0.2T$ تا $0.5T$

۶- قابهای خمشی با پلان های مختلف

مدل‌های سازه‌ای مورد مطالعه در این مقاله، ساختمان‌های ۹ طبقه با در صد های مختلف خروج از مرکزیت مقاومت و سختی در منطقه لوس آنجلس می‌باشد که تحت عنوان‌های PLAN 1 به صورت متقارن و PLAN 2 با خروج از مرکزیت سختی $14/8\%$ و خروج از مرکزیت مقاومت $7/9\%$ و PLAN 3 با خروج از مرکزیت سختی $15/3\%$ و خروج از مرکزیت مقاومت $8/9\%$ و PLAN 4 با خروج از مرکزیت سختی $16/1\%$ و خروج از مرکزیت مقاومت $9/2\%$ از آنها یاد می‌شود. ساختمانهای مذکور سیستم قاب خمشی مقاوم فولادی پیرامونی می‌باشند و به همین منوال طراحی شده‌اند. در طراحی این سازه‌ها ملزومات لرزه‌ای آئین‌نامه UBC 1994 برای منطقه لوس آنجلس رعایت شده است [۸].



شکل (۲) نمایش قابهای خمشی با خروج از مرکزیت های مختلف در پلان طبقات

۷- نتایج حاصل از ارزیابی سازه‌ها

در این بخش پارامترهای مختلفی از قبیل حداکثر پاسخ‌های جابجایی در راستاهای X, Y ، جابجایی نسبی راستاهای X, Y ، دوران مفاصل پلاستیک در مراکز جرم و لبه‌های سخت و نرم سازه (سمت نزدیک به مرکز سختی را لبه سخت و سمت دور از مرکز سختی را لبه نرم می‌نامند) که از روشهای گوناگون پوش‌آور حاصل شده است با مقدار دقیق حاصل از میانگین حداکثر پاسخ‌های تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی مقایسه می‌گردد.

جهت مقایسه دقت روش‌های مختلف پوش‌آور در برآورد پاسخ‌ها، از تحلیل دینامیکی غیرخطی به عنوان جواب دقیق استفاده می‌شود. به این منظور شاخص خطا برای روش‌های مختلف به صورت رابطه (۱۲) تعریف می‌شود [۴].

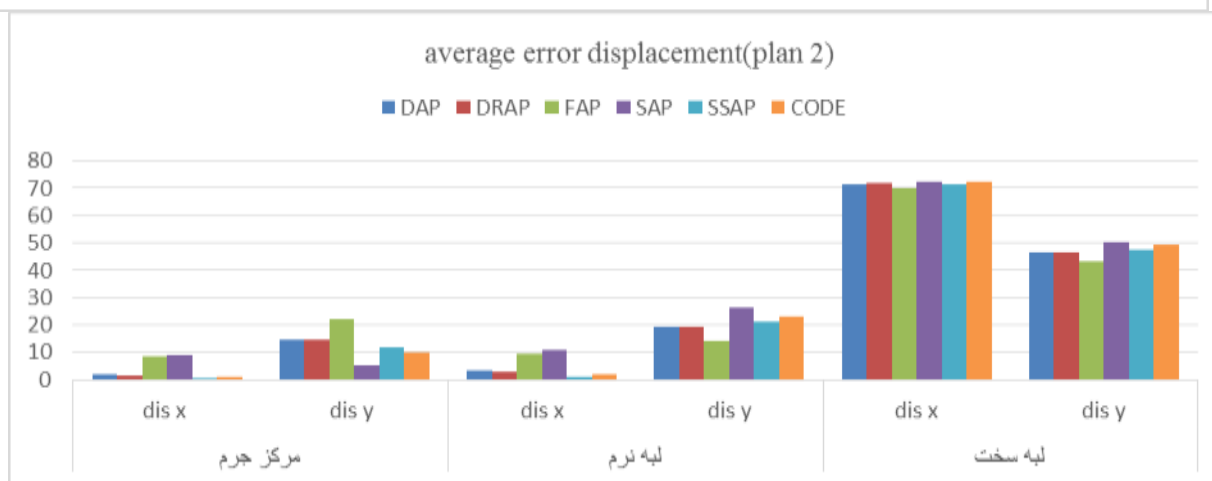
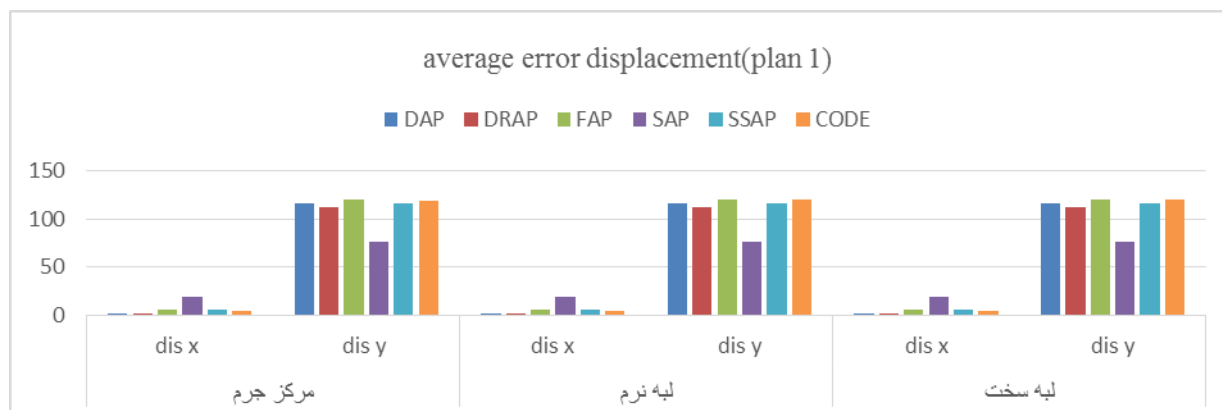
$$Error (\%) = 100 \times \left| \frac{R_{NTHA} - R_{PUSH}}{R_{NTHA}} \right| \quad (12)$$

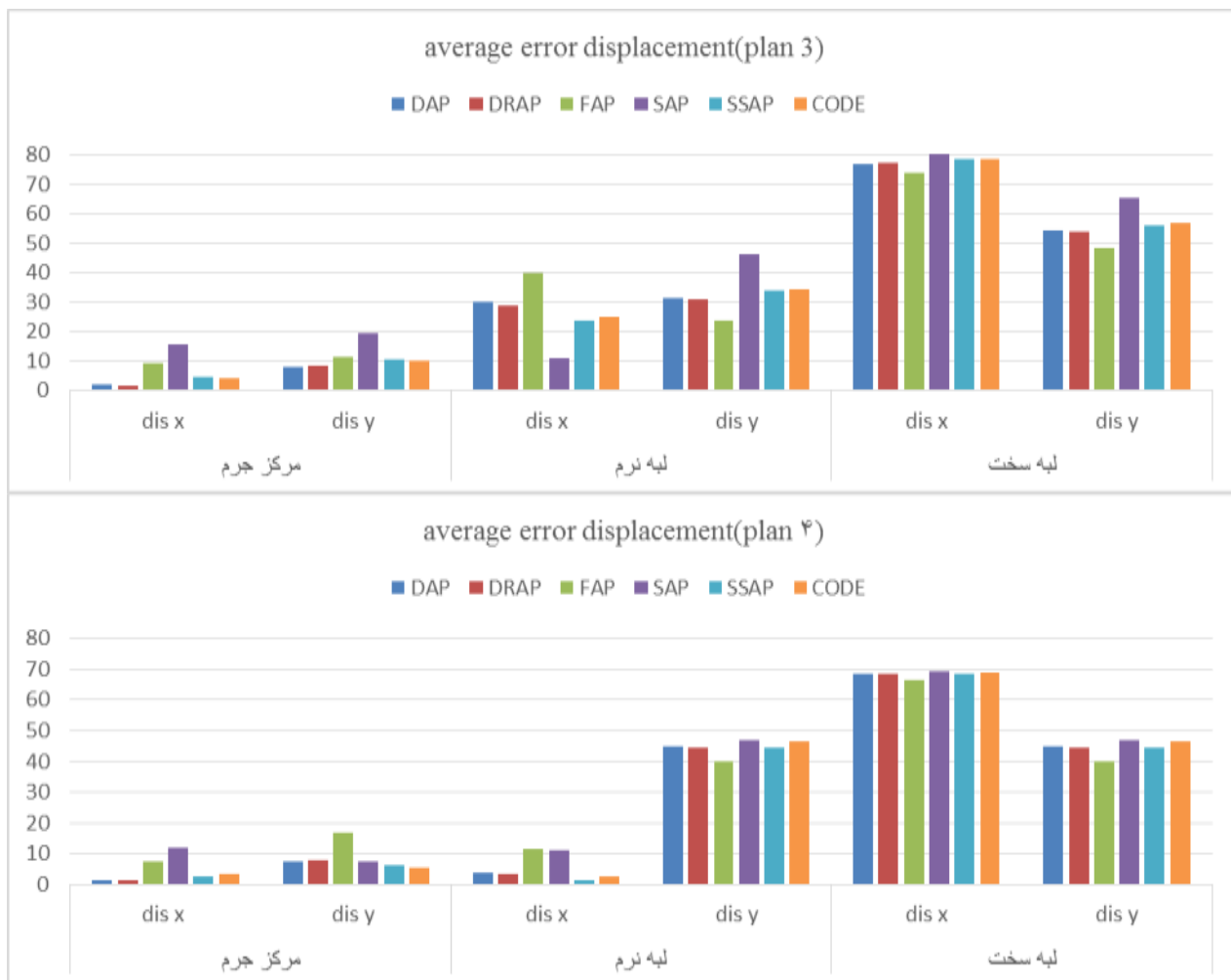
که در رابطه (۱۲) R_{NTHA} میانگین پاسخ تحلیل دینامیکی غیرخطی و R_{PUSH} پاسخ تحلیل استاتیکی غیرخطی میباشد. اگرچه برای بررسی روند تغییرات نتایج، بررسی هر رکورد به صورت جداگانه می‌تواند دید مناسبی ایجاد کند اما برای یک برداشت کلی از نتایج، مشاهده‌ی متوسط نتایج بهترین راه است. زیرا پراکندگی موجود در نتایج روش تحلیل دینامیکی غیرخطی ممکن است منجر گردد که با بررسی یک رکورد خاص، برداشت‌های غلط صورت گیرد [۲]. به همین جهت در این مطالعه پاسخ هریک از تحلیل‌های پوش‌آور با میانگین حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی مقایسه شده است.

همچنین به منظور مقایسه بهتر نتایج بدست آمده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی مورد مطالعه، برای هریک از سازه‌ها، نمودارهای میانگین خطای جابجایی، جابجایی نسبی بر حسب درصد رسم شده است.

۱-۷ ارزیابی پارامتر جابجایی طبقات

نمودار (۱) میانگین خطای جابجایی طبقات را برای سازه‌های مذکور نشان می‌دهد. همانطور که در این نمودار مشخص است روشهای بر پایه نیرو (به خصوص روش SSAP) به نتایج بهتری در راستای نامتقارنی دست یافته و خروج از مرکزیت مقاومت تواما با خروج از مرکزیت سختی نتایج را دستخوش تغییرات کرده است. روش CODE نیز به مانند روشهای دیگر حتی با الگوی بار ثابت انچنان جوابهای غیر معقولی نتیجه نمی‌دهد. نکته قابل توجه در مورد روش‌ها این است که در لبه سخت سازه خطاها زیاد شده و مورد قبول نمی‌باشد و توجیهی برای استفاده از روش‌های بهنگام شونده وجود ندارد اما در راستای نامتقارنی جوابها بسیار خطا کمی را نتیجه داده است. بالاترین میزان میانگین خطای جابجایی طبقات نیز برای سازه پلان ۱ به ترتیب در نقطه مرکز جرم ۱۴،۱۲۰٪، متعلق به روش FAP، برای سازه پلان ۲ به ترتیب در نقاط مرکز جرم لبه نرم، و لبه سخت ۲۲،۱۴۸٪، ۲۶،۳۵۹٪ و ۲۲،۱۵۸٪ متعلق به روش‌های CODE، SAP، FAP برای سازه پلان ۳ به ترتیب در نقاط مرکز جرم لبه نرم، و لبه سخت ۱۹،۳۱٪، ۴۶،۰۹۹٪ و ۷۸،۴۳٪ متعلق به روش‌های CODE، SAP، SAP و برای سازه پلان ۴ به ترتیب در نقاط مرکز جرم لبه نرم، و لبه سخت ۱۶،۸٪، ۴۶،۹٪ و ۶۹،۳۹٪ متعلق به روش‌های SAP، SAP، FAP بوده است. با توجه به این نمودارها می‌توان گفت روش DRAP و SSAP در هر چهار سازه عملکرد مناسبی در تخمین پارامتر جابجایی طبقات از خود نشان داده است.

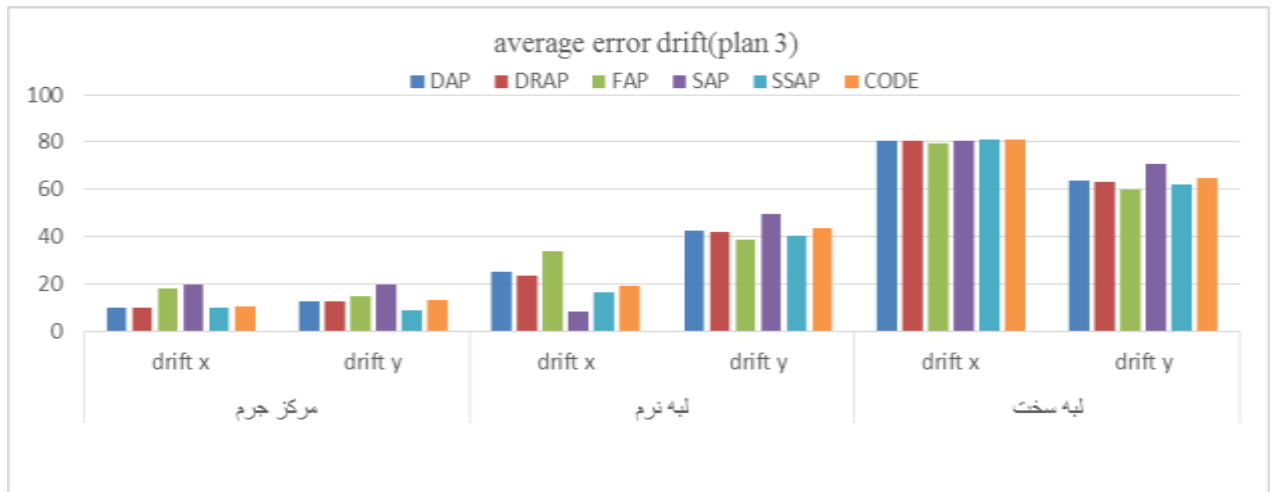
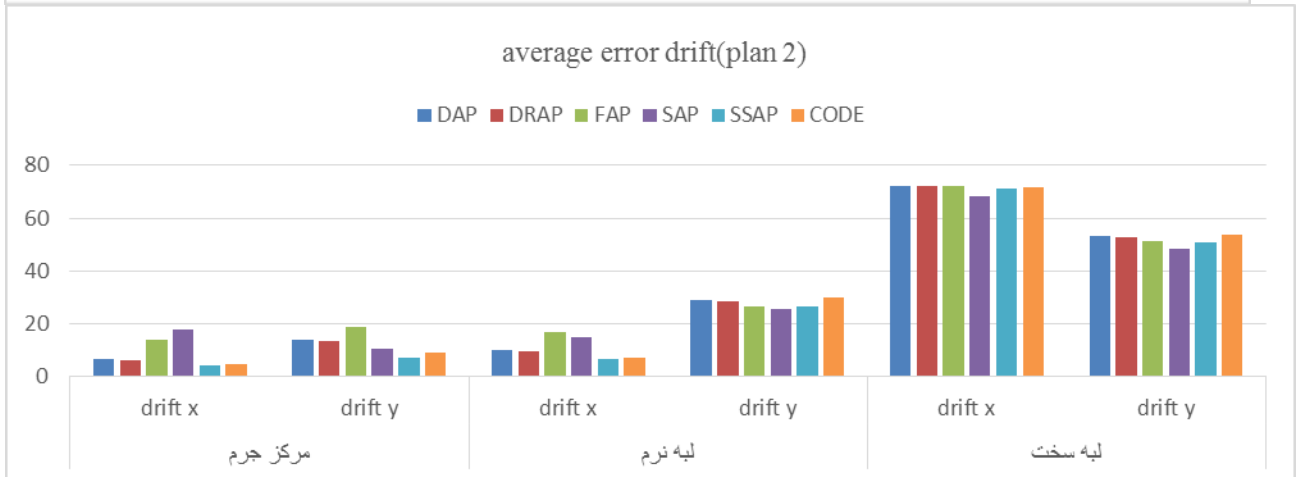
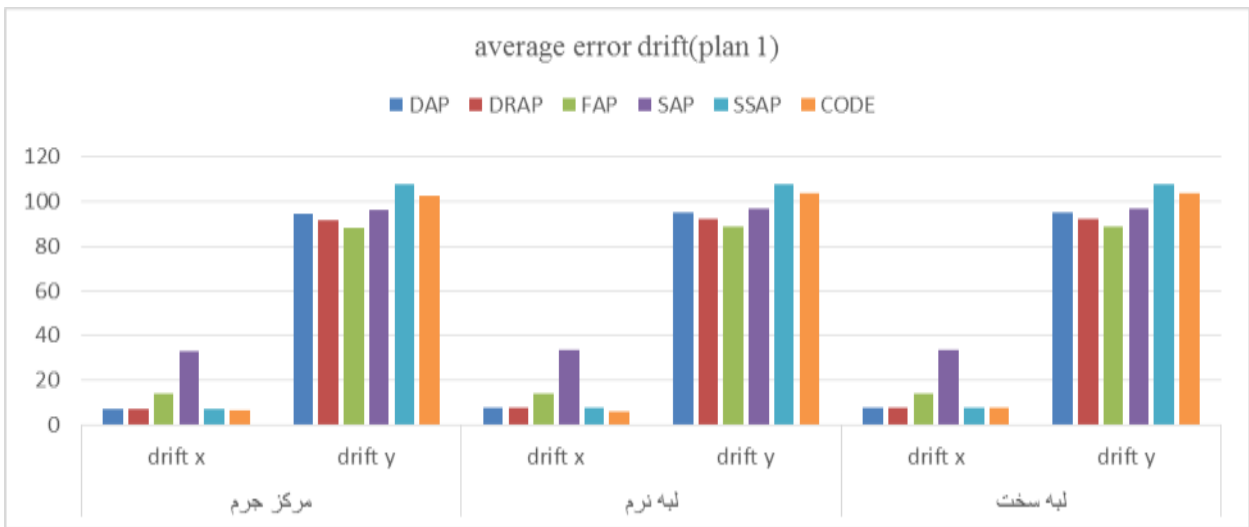


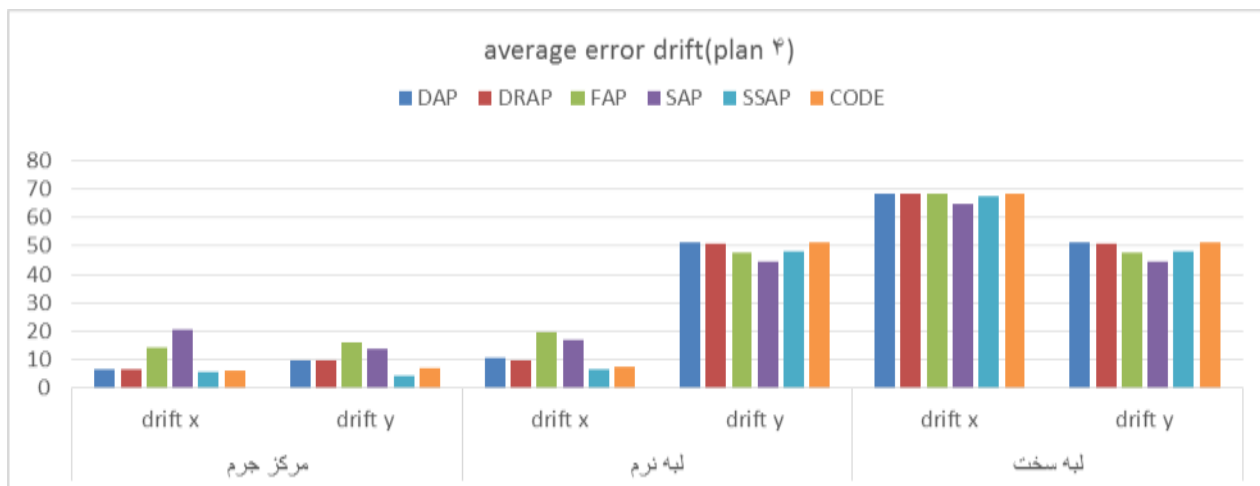


نمودار ۱: میانگین خطای جابجایی طبقات بر حسب درصد برای روشهای استاتیکی غیر خطی مورد مطالعه

۲-۷ ارزیابی پارامتر جابجایی نسبی طبقات

نمودار (۲) میانگین خطای جابجایی نسبی طبقات را برای سازه‌های مورد بررسی را نشان می‌دهد. در این نمودار نیز روشهای بهنگام شونده در سازه‌ها مقایسه شده است. نتایج لبه سخت غیر محافظه کارانه بوده ولی در لبه نرم نتایج قابل بررسیتر و مطلوبتر است. عملکرد مناسب روش SSAP باعث شده که در سازه‌های میان مرتبه نسبت به روش DRAP بهتر نتیجه دهد. ماکزیمم مقدار میانگین خطای جابجایی نسبی طبقات برای سازه پلان ۱ در نقطه مرکز جرم ۱۰۷،۵۳٪ متعلق به روش SSAP و برای سازه پلان ۲ به ترتیب در نقاط مرکز جرم، لبه نرم، و لبه سخت ۱۸،۸۵٪، ۲۹،۸۳٪ و ۷۲،۱۳۳٪ متعلق به روش‌های DAP، CODE، FAP و برای سازه پلان ۳ به ترتیب در نقاط مرکز جرم، لبه نرم، و لبه سخت ۱۹،۸۷۱٪، ۴۹،۷۸۳٪ و ۸۰،۹۹۱٪ متعلق به روش SAP و برای سازه پلان ۴ به ترتیب در نقاط مرکز جرم، لبه نرم، و لبه سخت ۲۰،۴۷٪، ۵۱،۳۸٪ و ۶۸،۶۲٪ متعلق به روش‌های DAP، CODE، SAP بوده است.





نمودار ۲: میانگین خطای جابجایی نسبی طبقات بر حسب درصد برای روشهای استاتیکی غیر خطی مورد مطالعه

۸- نتیجه گیری

در محدوده مطالعات انجام گرفته در خصوص روشهای تحلیل استاتیکی غیر خطی بهنگام شونده نتایج زیر قابل ارائه می باشند:

- ۱- روش SSAP در تخمین و برآورد هر دو پارامتر عملکرد مناسبی از خود نشان داده به نحوی که در تخمین پارامترهای جابجایی و جابجایی نسبی طبقات در سازه‌های با خروج از مرکزیت بالاتر در لبه نرم دقیقترین نتایج را به خود اختصاص داده است.
- ۲- در سازه‌های میان مرتبه با افزایش خروج از مرکزیت در لبه نرم با افزایش خطا در نتایج روش‌های بهنگام شونده روبرو هستیم.
- ۳- میانگین خطای جابجایی، جابجایی نسبی در روش SSAP، در سازه‌های نامتقارن مورد بررسی کمتر از روش SAP می‌باشد.
- ۴- روش DAP در تخمین هر پارامترها ضعیفترین عملکرد را در میان سایر روشها داشته است.
- ۵- روش SSAP در سازه میان مرتبه با دقت زیادتری نسبت به سایر روشها پارامترهای جابجایی و جابجایی نسبی را در لبه نرم محاسبه کرده است.
- ۶- روش FAP در لبه سخت سازه خطا کمتری را نشان داده است و در لبه نرم و مرکز جرم سازه روش SAP با خطای بیشتری روبرو بوده است.
- ۷- در روش‌های DAP و DRAP خطاهای روش در لبه سخت بیشتر از لبه نرم است و ضمناً سازه در لبه نرم نسبت به لبه سخت دچار خرابی بیشتر شده و چرخش مفاصل پلاستیک در لبه نرم بیشتر از لبه سخت می‌باشد.

مراجع

- [۱] شاکری، ک. تحلیل پوس اور مودال بهنگام شونده جهت ارزیابی لرزه ای سازه‌ها، پایان نامه دکتری عمران- زلزله، دانشگاه علم و صنعت، تهران، ۱۳۸۷.
- [۲] ابراهیمی کوپائی، م. تعمیم روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال بهنگام شونده به سازه‌های نامتقارن، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و تحقیقات، تهران، ۱۳۸۹.

[۳] دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره ۳۶۰)، معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس‌جمهور، دفتر امور فنی و تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری زلزله، ۱۳۸۵.

- [4] FEMA (2005). "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", (ATC-55 Project) FEMA 440. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [5] Antoniou, S. and Pinho, R (2004a). "Advantages and imitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures. "Journal of Earthquake Engineering, 8(4), pp. 497-522.
- [6] Antoniou, S. and Pinho, R (2004b). "Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure," Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, No.5, pp. 643-661.
- [7] ASCE, 2010, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-10, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- [8] Ohtori Y., Christenson R.E., Spencer B.F. and Dyke S.J., 2003, Benchmark problems in seismically excited nonlinear buildings, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 129, to appear, <http://cee.uiuc.edu/sstl/>.