

### چکیده

روش‌های مختلف تحلیل استاتیکی غیرخطی در قیاس با روش تحلیل دینامیکی غیرخطی، دارای دقت کمتری است اما به دلیل سادگی نسبی استفاده، این روش‌ها در جامعه مهندسی کاربرد بیشتری داشته و بهبود و افزایش دقت آنها در اولویت کار محققین قرار گرفته است. از آنجایی که تخمین دقیق جابه‌جایی هدف به صورت مستقیم بر ارزیابی پاسخ سازه تأثیر گذار می‌باشد، در این مقاله روشی جدید برای تخمین جابه‌جایی هدف سازه‌های چند درجه آزادی بر مبنای اصول دینامیک سازه‌ها ارائه شده است. بدین منظور ابتدا مدل‌های تحلیلی مناسبی شامل قاب‌های فولادی خمشی ویژه ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه انتخاب گردیده‌اند. سپس تعداد ۲۰ رکورد زلزله نزدیک به گسل و نیز ۲۰ رکورد زلزله دور از گسل انتخاب و تغییر مکان هدف سازه‌ها برای آنها به روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی محاسبه گردیده و به جهت مقایسه، تعدادی روش تحلیل استاتیکی غیرخطی متداول، از جمله روش ضرایب تغییر مکان ارائه شده توسط آیین‌نامه‌ی ASCE 41-13 و نشریه‌ی فیما ۴۴۰ و روش مودال بارافزون (MPA) به کار گرفته شده است. به کمک تحلیل دینامیکی طیفی، تغییر مکان حداکثر سازه‌های مذکور محاسبه گردیده و پس از اعمال ضرایب اصلاح مناسب به تغییر مکان هدف نهایی تبدیل گردیده است. در پایان نیز تأثیر تغییر مکان هدف بر روی مقادیر دررفت سازه‌های مذکور بررسی گردیده است. با توجه به نتایج به دست آمده، روش ارائه شده علاوه بر سهولت استفاده، میزان تغییر مکان هدف سازه‌ها تحت زلزله‌های نزدیک به گسل را به میزان قابل توجهی بهبود می‌بخشد.

**واژگان کلیدی:** تحلیل استاتیکی و دینامیکی، تحلیل غیرخطی، تغییر مکان هدف، زلزله‌های پالس گونه نزدیک به گسل، فیما ۴۴۰.

## ارائه‌ی روشی جدید برای تخمین تغییر مکان هدف سازه‌ها در تحلیل استاتیکی غیرخطی برای حوزه‌ی نزدیک

علیرضا اصفهانیان

دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشکده عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

علی اکبر آقا کوچک (نویسنده مسئول)

استاد دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس،  
a\_gha@modares.ac.ir

### ۱- مقدمه

تحلیل استاتیکی غیرخطی یا تحلیل بارافزون<sup>۱</sup> در طول سال‌های اخیر توسعه یافته و با توجه به سادگی نسبی و در نظرگیری رفتار غیرالاستیک سازه‌ها، به عنوان یک ابزار قوی در طراحی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای، مورد استفاده قرار گرفته است. اگرچه تحلیل بارافزون مشخصات لازم در پاسخ سازه را تحت اثر زلزله در برمی‌گیرد، اما دقت و قابلیت اعتماد تحلیل بارافزون، در پیش‌بینی نیازهای لرزه‌ای محلی و کلی برای تمام سازه‌ها، موضوع بحث بوده است و روش‌های بهبود یافته‌ای برای غلبه بر محدودیت‌های متداول در این نوع تحلیل پیشنهاد شده است.

به‌طور کلی روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی موجود را می‌توان به دو دسته‌ی کلی تقسیم نمود. دسته‌ی اول روش‌هایی هستند که در آنها تحلیل بر اساس یک الگوی بار انجام می‌گیرد. روش‌های دستورالعمل FEMA(273,356,440) [۱-۳]، دستورالعمل ATC-40 [۴] و آیین‌نامه‌ی ASCE 41-13 [۵] در زمره‌ی این دسته قرار می‌گیرند. در این دسته از روش‌ها معمولاً الگوی بار، الهام گرفته از خصوصیات مود اول سازه است. البته در بعضی از این روش‌ها، اثرات مودهای بالاتر نیز در نظر گرفته

ظرفیت<sup>۶</sup> ذکر شده در دستورالعمل ATC-40 [۴] و روش ضرایب تغییرمکان<sup>۷</sup> ارائه شده در دستورالعمل ASCE 41-13 FEMA(273/356/440) [۳-۱] در آئین‌نامه‌ی ۴۱-۱۳ [۵] روش اصلاح شده‌ی خطی سازی معادل<sup>۸</sup> ارائه شده در دستورالعمل FEMA-440 [۳] به عنوان اصلاحی بر روش طیف ظرفیت ارائه شده در دستورالعمل ATC-40 [۴] معرفی می‌شود. در روش ضرایب تغییرمکان ارائه شده در آئین‌نامه‌ی ۴۱-۱۳ [۵]، مقدار تغییرمکان هدف در تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه‌ها به صورت حاصل ضرب تعدادی ضریب اصلاح در تغییرمکان طیفی الاستیک سازه  $(S_d = T_e^2 S_a / 4\pi^2)$  می‌باشد که شرح ضرایب بکار رفته در آن در بخش‌های بعد ارائه می‌شود.

با توجه به اینکه هدف از این مقاله ارائه‌ی روشی جدید به صورت مشابه با روش ضرایب تغییرمکان می‌باشد، تمرکز اصلی مطالب بر روی این روش بوده و از بیان مطالب مرتبط با روش طیف ظرفیت صرف‌نظر می‌شود. همانطور که پیشتر بیان گردید، روش ضرایب تغییرمکان ارائه شده در آئین‌نامه‌ی ۴۱-۱۳ ASCE [۵] بر مبنای نتایج تحلیل‌های غیرخطی سازه‌ها تحت رکوردهای زلزله‌ی دور از گسل بوده و روش مذکور برای زلزله‌های نزدیک به گسل از دقت کمتری برخوردار می‌باشد؛ بنابراین، برخی از محققین به بهبود این روش برای در نظر گرفتن اثرات حوزه‌ی نزدیک پرداخته‌اند. از آن جمله می‌توان به تحقیقات پروولینو و همکاران [۶] اشاره نمود که رابطه‌ای تحلیلی برای تخمین نسبت جابه‌جایی الاستیک به غیر الاستیک (ضریب  $C_1$ ) برای زلزله‌های نزدیک به گسل ارائه داده‌اند که در آن، میزان جابه‌جایی هدف سیستم یک درجه آزادی توسط پارامترهای ضریب کاهش مقاومت ( $R$ ) و نسبت پریود غالب سازه به پریود پالس سرعت  $(T/T_p)$  تخمین زده می‌شود. در این تحقیق، با استفاده از ۸۱ رکورد زلزله‌ی نزدیک به گسل، تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی انجام شده است. رابطه‌ی مذکور که بر اساس رگرسیون و تحلیل داده‌ها ایجاد شده، با دقت کم‌وبیش خوبی اثرات زلزله‌های نزدیک به گسل بر ضریب  $C_1$  را بیان می‌دارد. مقدار ضریب  $C_1$ ،

می‌شوند. یعنی به جای آنکه الگوی بار تنها ناشی از خصوصیات مود اول سازه باشد، ترکیبی از وضعیت سازه در مودهای مختلف است. دسته‌ی دوم روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی، روش‌هایی هستند که تحلیل بر اساس چند الگوی بار انجام می‌شود. به این صورت که سازه را در چند مود به صورت جداگانه تحلیل کرده و پاسخ مودهای مختلف را با استفاده از قوانین ترکیب مودها با یکدیگر ترکیب می‌نمایند. روش‌های تحلیل مودال بارافزون (MPA)<sup>۹</sup>، روش بارافزون سازگار براساس طیف شتاب<sup>۱۰</sup> و روش ترکیب مودی سازگار AMC<sup>۱۱</sup> در این دسته قرار می‌گیرند.

اکثر روش‌های بهبود یافته و جدید تحلیل بارافزون بر مبنای نتایج حاصل از رکوردهای زلزله‌ی دور از گسل ارائه گردیده است و کمتر به دقت نتایج آنها برای سازه‌های در معرض زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک پرداخته شده است. زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک پالس‌گونه که بر اثر جهت‌گیری<sup>۱۲</sup> رخ می‌دهند، نوع خاصی از زمین‌لرزه‌ها هستند که امروزه برای توصیف آنها تحقیقات بسیاری صورت گرفته است. این نوع زمین‌لرزه‌ها بر اساس پالس موجود در تاریخچه زمانی سرعت در جهت عمود بر راستای گسل توصیف می‌شوند و معمولاً در محلی رخ می‌دهند که در فاصله کمی نسبت به گسل قرار دارند. مشخصات زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک به دلیل خواص امواج برشی و تجمع آثار این امواج در جلوی مسیر پیشرو گسیختگی، تفاوت‌هایی با مشخصات زلزله‌های دور از گسل دارند. وجود حرکت پالس‌گونه با پریود بلند در ابتدای رکوردها، بزرگ‌تر بودن مؤلفه‌ی عمود بر جهت گسل نسبت به مؤلفه‌ی موازی گسل، تجمع انرژی و انتقال آن در مدت زمان کوتاه، اعمال نیروی ضربه‌گونه بر سازه‌های موجود در مسیر پیشرو گسیختگی، نسبت بیشینه سرعت به بیشینه شتاب بالا و وجود بیشینه شتاب و سرعت و جابه‌جایی بالاتر از تفاوت‌های حائز اهمیت این نوع رکوردهای زلزله هستند.

به‌طور کلی، دو نوع روش تخمین تغییرمکان هدف در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی متداول عبارتند از روش طیف

۳- تبدیل سازه‌ی یک درجه آزادی به پارامترهای نیاز مهندسی مورد نظر در سازه‌ی چند درجه آزادی.

بدین منظور، ابتدا مدل سازه ساخته شده و بارهای ثقلی به آن اعمال می‌شوند. سپس الگوی بار جانبی به صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود و سازه تا مرحله‌ی تسلیم اعضای سازه‌ای رانده می‌شود. در هر مرحله با توجه به تسلیم اعضاء، سختی کاهش یافته اعضای تسلیم شده اصلاح می‌شوند. این فرایند تا رسیدن جابه‌جایی گره کنترل<sup>۱۱</sup>، که بیشتر در تراز بام واقع می‌شود، به مقدار تغییر مکان هدف (نقطه عملکرد<sup>۱۱</sup>) ادامه پیدا می‌کند. سپس منحنی برش پایه در مقابل تغییر مکان بام رسم می‌شود که این منحنی، منحنی ظرفیت<sup>۱۲</sup> نامیده می‌شود. در این مرحله، با توجه به خصوصیتی چون برش پایه و جابه‌جایی تسلیم، سختی اولیه و سختی پس تسلیم، روش‌های مختلف استاتیکی غیرخطی، مشخصات سازه‌ی یک درجه آزادی معادل خود را استخراج می‌نمایند. لازم به ذکر است که این کار در روش‌های مختلف تحلیل استاتیکی غیرخطی شیوه‌های گوناگونی دارد.

در مرحله‌ی بعد، جابه‌جایی سازه‌ی یک درجه آزادی معادل به عنوان نقطه‌ی عملکرد و یا جابه‌جایی هدف<sup>۱۳</sup> محاسبه شده که در این مرحله از طیف یا رکورد زلزله‌ی مورد نظر استفاده می‌شود. در گام آخر، جابه‌جایی سازه‌ی یک درجه آزادی با توجه به مشخصات سازه به پارامتر نیاز مهندسی مورد نظر در نقطه‌ی کنترل (نقطه‌ای در تراز بام) تبدیل می‌شود و در نهایت، پاسخ سایر نقاط (طبقات دیگر) از اطلاعات مربوط به سازه تحت بارگذاری جانبی قرار گرفته در نقطه‌ی عملکرد استخراج می‌شود.

### ۳- مروری بر روش ضرایب تغییر مکان در تخمین جابه‌جایی هدف

همانطور که پیشتر بیان شد، از آنجایی که در روش ارائه شده در این مقاله برای بهبود تغییر مکان هدف از مفاهیم روش ضرایب تغییر مکان استفاده گردیده است، این روش در همین بخش به اختصار توضیح داده می‌شود.

به طور عمده برای مؤلفه‌ی عمود بر گسل رکوردهای نزدیک به گسل بیشتر از مؤلفه‌ی موازی گسل آنها می‌باشد. در تحقیقات بائر [۷] بر روی زلزله‌های نزدیک به گسل (با استفاده از تعداد ۲۰ رکورد زلزله) نشان داده شده است که در زمان تناوب‌های مابین ۰/۱ تا ۱/۳ ثانیه این اثر در ضریب  $C_1$ ، بیشتر است و برای زمان تناوب‌های بلند، مقدار این ضریب برای هر دو مؤلفه‌ی رکوردها برابر با واحد می‌باشد. همچنین، اندر امی و همکاران [۸] بر پایه‌ی مفهوم انرژی مستهلک شده در چرخه‌های هیسترتیک، روشی جدید برای تخمین تغییر مکان هدف قاب‌های چند درجه آزادی تحت رکوردهای زلزله نزدیک به گسل (با استفاده از تعداد ۲۰ رکورد زلزله) توسط رابطه‌ی جدید ارائه نموده‌اند. اصفهانیان و آقا کوچک [۹] نیز در مطالعه‌ی اثرات رکوردهای زلزله‌ی پالس گونه نزدیک به گسل بر رفتار غیرخطی سازه‌های یک درجه آزادی، اعمال یک ضریب اصلاح به نام  $C_N$  را پیشنهاد نموده‌اند. همچنین در این تحقیق، تأثیر سازوکار گسل بر پاسخ غیرخطی سازه‌ها را بررسی نموده و ضریب اصلاح  $C_N$  را به تفکیک برای سازوکارهای مختلف گسل مسبب زلزله نیز ارائه نموده‌اند و نشان داده‌اند که نیاز لرزه‌ای غیرخطی سازه‌ها علاوه بر جنس خاک و نسبت  $T/T_p$ ، به نوع سازوکار گسل مسبب زلزله نیز بستگی دارد و گسل‌های با سازوکار ترکیبی، بیشترین اثر را بر پاسخ غیرخطی سازه‌ها دارند.

### ۲- مروری بر مراحل روش تحلیل بار افزون

ساختار تمامی روش‌های تحلیل بار افزون مشترک بوده و تمامی آنها از سه بخش عمده تشکیل می‌شوند. تنها چیزی که این روش‌ها را از یکدیگر متمایز کرده است، نوع رویکرد مختلف به هر بخش می‌باشد. اصولاً تکامل این روش‌ها در سال‌های اخیر نیز در یک یا تعدادی از این بخش‌ها صورت گرفته است. این سه بخش به صورت کلی عبارتند از:

- ۱- تحلیل سازه و تبدیل مشخصات سازه‌ی چند درجه آزادی به سازه‌ی یک درجه آزادی معادل؛
- ۲- محاسبه‌ی پاسخ سازه‌ی یک درجه آزادی معادل؛

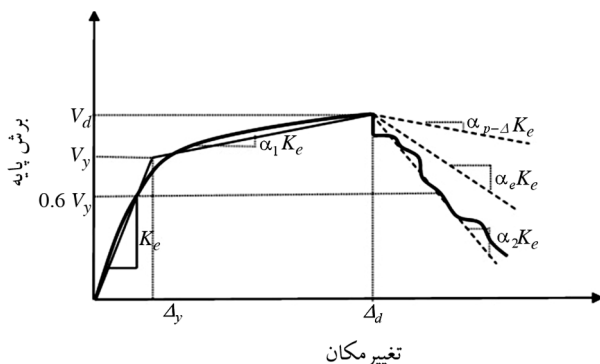
نظر بوده و  $g$  شتاب ثقل می‌باشد.  $C_0$ ، ضریب اصلاح برای تبدیل پاسخ الاستیک سیستم یک درجه آزادی به جابه‌جایی الاستیک ساختمان چند درجه آزادی در نقطه‌ی کنترل می‌باشد.  $C_1$ ، ضریب اصلاحی است که جابه‌جایی الاستیک و غیر الاستیک حداکثر سیستم یک درجه آزادی را به هم مربوط می‌کند.  $C_2$ ، ضریب اصلاح مربوط به اثرات شکل هیسترتیک، کاهش سختی و زوال مقاومت بوده و  $C_3$  و  $C_0$  ضریب اصلاح برای افزایش جابه‌جایی به علت اثرات ثانوی  $P-\Delta$  می‌باشد. ضریب  $C_3$  ارائه شده در رابطه (۲)، در دستورالعمل FEMA-440 [۳] و همچنین آئین‌نامه‌ی ASCE 41-13 [۵] حذف و در ضریب  $C_2$  ادغام شده است. در نهایت این رابطه به صورت زیر در آمده است:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (۳)$$

در روابط فوق،  $T_e$ ، پریود غالب موثر، مطابق با رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$T_e = T_i \sqrt{K_i / K_e} \quad (۴)$$

که در این رابطه،  $T_i$  زمان تناوب غالب (بر حسب ثانیه) در جهت مورد نظر است که از تحلیل مودال سازه‌ی الاستیک حاصل می‌شود. همچنین،  $K_i$  سختی جانبی الاستیک ساختمان و  $K_e$  سختی جانبی مؤثر ساختمان (شکل ۱) در جهت مورد نظر است. جزئیات این روش و نیز تعریف پارامترهای مورد نیاز آن به همراه توضیحات تکمیلی به تفصیل در آئین‌نامه‌ی ASCE 41-13 [۵] بیان گردیده است.



شکل (۱): منحنی‌های نیرو-تغییر مکان ایده‌آل [۵]

تغییر مکان هدف سیستم چند درجه آزادی، در واقع تقاضای تغییر مکان سیستم یک درجه آزادی معادل با استفاده از بردار تغییر شکل مود اول می‌باشد. این فرض، در حقیقت یک تقریب است و نکته‌ی مهم در این تقریب، چشم‌پوشی از اثر مودهای بالاتر در سیستم‌های چند درجه آزادی است و از بردار شکل مربوط به مود اول استفاده می‌شود. مطالعات نشان داده است که برای سازه‌های متداولی که دارای زمان تناوب کمتر از ۲ ثانیه هستند، این فرض در ناحیه‌ی ارتجاعی نسبتاً دقیق بوده و در ناحیه‌ی غیر ارتجاعی تخمین دست‌بالایی از تغییر مکان را نتیجه می‌دهد [۱۰].

در تحلیل بار افزون، غالباً طیف طراحی زلزله به جای شتاب‌نگاشت برای ورودی سیستم استفاده می‌شود؛ بنابراین، تقاضای تغییر مکان غیر الاستیک را نمی‌توان به‌طور مستقیم به دست آورد، بلکه داده‌های طیفی و اطلاعات مربوط به اختلاف تقاضای تغییر مکان ارتجاعی و غیر ارتجاعی مورد نیاز هستند. بدین‌منظور، روش‌های مختلفی وجود دارد. به‌عنوان مثال، با داشتن شتاب طیفی،  $S_a$ ، تقاضای تغییر مکان ارتجاعی برای سیستم یک درجه آزادی مطابق با رابطه (۱) به شرح زیر قابل محاسبه است که مبنای محاسبه‌ی تغییر مکان غیر ارتجاعی خواهد بود:

$$S_d = S_a \frac{T^2}{4\pi^2} g \quad (۱)$$

اثر چند درجه آزادی شدن سازه، مقاومت تسلیم و خصوصیات هیسترتیک را می‌توان با ضرایب تصحیحی اعمال نمود [۵]. این اصلاحات مطابق با ضوابط مندرج در FEMA-356 [۲] در تغییر مکان هدف به صورت زیر برای سیستم چند درجه آزادی اعمال می‌شود:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (۲)$$

در رابطه‌ی فوق،  $T_e$ ، زمان تناوب غالب مؤثر ساختمان در جهت مورد نظر است که با استفاده از سختی سکانتی در برش پایه متناظر با ۶۰٪ نیروی تسلیم محاسبه می‌شود.  $S_a$ ، شتاب طیف پاسخ برای زمان تناوب غالب مؤثر و نسبت میرایی مورد

#### ۴- مروری بر روش تحلیل مودال بارافزون (MPA)

همانطور که در بخش مقدمه بیان شد، یکی از روش‌های بهبود یافته برای تحلیل استاتیکی غیرخطی، روش کاربردی MPA چوپرا [۱۱-۱۲] می‌باشد که در میان روش‌های موجود از دقت بالاتری برخوردار است. از آنجایی که این روش در کنار روش دقیق تحلیل دینامیکی غیرخطی برای مقایسه‌ی نتایج به دست آمده در این مقاله مورد استفاده قرار می‌گیرد، در این بخش به اختصار به مروری بر آن پرداخته می‌شود.

این روش یکی از روش‌های ارائه شده برای منظور کردن اثرات مودهای بالاتر است که در سال ۲۰۰۲ توسط چوپرا و گوئل [۱۱] ارائه شد. این روش مبتنی بر روابط دینامیک سازه‌ها است و در آن فرض می‌شود که پاسخ مودها در حالت غیر الاستیک به طور غیر همبسته است. در این روش دو فرض بسیار مهم و ساده کننده در نظر گرفته شده است: (۱) مودهای سازه غیر درگیر فرض شده‌اند که این فرض در محدوده‌ی خطی قابل قبول است. با این فرض، معادله‌ی دینامیکی سازه‌ی چند درجه آزادی را جداسازی<sup>۱۴</sup> کرده و به تعداد مودهای مورد نظر به معادله‌ی سازه‌ی یک درجه آزادی تبدیل می‌کنیم. (۲) استفاده از اصل جمع آثار قوا و ترکیب پاسخ مودها با استفاده از قوانین ترکیب مودی که این فرض نیز در محدوده‌ی خطی صادق است. بنابراین پاسخ لرزه‌ای سازه در هر مود به طور مستقل از هُل دادن سازه با الگوی توزیع بار ثابت ناشی از نیروهای اینرسی در آن مود تا رسیدن به تغییر مکان هدف حاصل می‌شود.

بنابراین در این روش، ابتدا سازه تحت الگوی توزیع بار ثابت ناشی از نیروهای اینرسی در آن مود قرار گرفته و تا جابه‌جایی بام که از تحلیل الاستیک سازه‌ی یک درجه آزادی به دست می‌آید، رانده می‌شود. سپس با استفاده از مشخصات منحنی بار افزون، سازه‌ی چند درجه آزادی به سازه‌ی یک درجه آزادی تبدیل شده و به تعداد مودهای مورد نظر، پاسخ سازه از تحلیل سازه به دست می‌آید [۱۲]. در انتها پاسخ سازه‌ی یک درجه آزادی به پارامتر نیاز مهندسی مورد نظر سازه‌ی چند درجه آزادی تبدیل می‌شود. در نهایت نیز پاسخ کلی سازه با استفاده از قوانین ترکیب مودها مانند

روش جذر مجموع مربع‌ها (SRSS) با یکدیگر ترکیب می‌شود. مراحل روش MPA شامل گام‌های زیر است:

۱- تعیین فرکانس‌های طبیعی ارتعاش و اشکال مودی سازه: در ابتدا، فرکانس‌های طبیعی سازه مربوط به تعداد مودهای ارتعاشی سازه و همچنین اشکال مودی در مودهای ارتعاشی مورد نظر به دست می‌آید.

۲- منحنی بار افزون مربوط به مود  $n$ ام: سازه‌ی تحت الگوی بار  $S_n^*$  طبق رابطه (۵) قرار گرفته و منحنی برش پایه بر حسب جابه‌جایی بام سازه رسم می‌شود (شکل ۲-الف).

$$S_n^* = m\phi_n \quad (۵)$$

در این رابطه،  $m$  ماتریس جرم سازه و  $\phi_n$  بردار جابه‌جایی مود  $n$ ام سازه می‌باشد.

۳- دوخطی کردن منحنی بار افزون: در این مرحله منحنی ظرفیت سازه دوخطی می‌شود (شکل ۲-الف).

۴- پیدا کردن بیشینه جابه‌جایی بام (نقطه‌ی عملکرد مود مورد نظر): در این مرحله، پاسخ سازه‌ی یک درجه آزادی محاسبه شده و به پارامتر نیاز مهندسی در سازه‌ی چند درجه آزادی تبدیل می‌شود. معادله‌ی دینامیکی حاکم بر سیستم چند درجه آزادی به شرح رابطه (۶) می‌باشد:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \text{sign} \dot{u}) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (۶)$$

که در این رابطه،  $m$  ماتریس جرم سازه‌ی چند درجه آزادی،  $u$  ماتریس ستونی جابه‌جایی درجات آزادی،  $C$  ماتریس میرایی سیستم،  $f_s$  ماتریس نیروی فنر،  $I$  ماتریس تأثیر،  $\ddot{u}_g(t)$  شتاب‌نگاشت زلزله‌ی مورد نظر می‌باشند.

قبل از آنکه سازه‌ی یک درجه آزادی با استفاده از مشخصات منحنی بار افزون (منحنی ظرفیت) تحلیل شود، لازم است که منحنی دوخطی شده‌ی برش پایه - جابه‌جایی بام را به منحنی دوخطی نیرو - جابه‌جایی سازه‌ی یک درجه آزادی تبدیل کنیم. بدین منظور از روابط (۷) و (۸) استفاده می‌شود. در شکل (۲-ب) نحوه‌ی این تبدیل مشاهده می‌شود.

$$F_{sn} = \frac{V_{bn}}{\Gamma_n} \quad (۷)$$

درجه آزادی تحت رکورد زلزله قرار می‌گیرد و پاسخ آن به دست می‌آید. سپس با استفاده از رابطه (۸) پاسخ سازه‌ی یک درجه آزادی به جابه‌جایی بام تبدیل می‌شود. لازم به ذکر است که اگر پارامتر نیاز مهندسی دیگری مد نظر بود می‌توان با اضافه کردن ضرایب مربوطه در رابطه (۸) آن را محاسبه نمود ( $r_{n0}$ ).

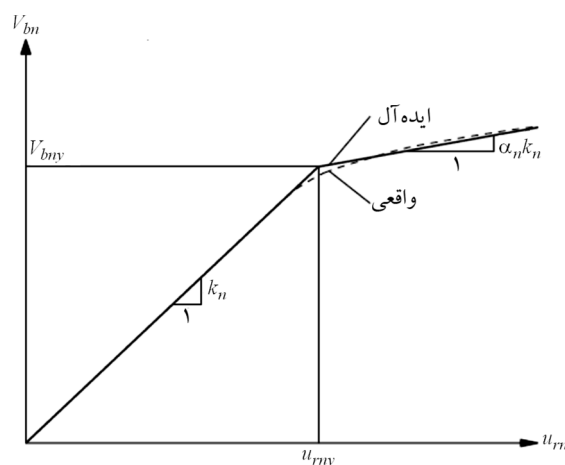
۵- تکرار محاسبات برای مودهای مختلف: به تعداد مودهای مورد نظر، مراحل دوم تا چهارم تکرار شده و برای هر مود جداگانه پاسخ مورد نظر سازه به دست می‌آید.

۶- ترکیب پاسخ مودهای مختلف: پاسخ مودهای مختلف را با استفاده از قوانین ترکیب مودها (SRSS یا CQC) می‌توان با یکدیگر ترکیب نمود تا به پاسخ نهایی سازه رسید. پاسخ نهایی با استفاده از روش SRSS از رابطه (۱۱) به دست می‌آید.

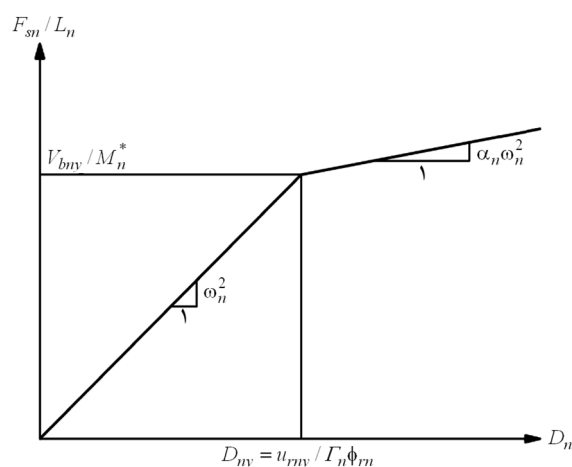
$$r_0 \approx \left[ \sum_{n=1}^N r_{n0}^2 \right]^{1/2} \quad (11)$$

### ۵- توصیف مدل‌های تحلیلی و فرضیات

سازه‌های مورد استفاده در این تحقیق، قاب‌های دوبعدی سه دهانه، با تعداد طبقات ۱۰، ۱۵ و ۲۰ هستند که محدوده‌ی کم‌و بیش وسیعی از پیرودهای غالب را تحت پوشش قرار می‌دهند که پیشتر توسط پورشاء و همکاران [۱۳] طراحی گردیده و مورد استفاده قرار گرفته است. تمامی قاب‌ها دارای دهانه‌های ۵ متری هستند و ارتفاع تمامی طبقات آنها برابر با ۳/۲ متر می‌باشد. مقادیر بارهای مرده و زنده وارد بر کف طبقات به ترتیب برابر با ۶۵۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع می‌باشند و فرض می‌شود که عرض بارگیری قاب‌ها نیز برابر با ۵ متر است. همچنین فرض شده است که جرم لرزه‌ای متمرکز در تراز تمام طبقات برابر بوده که شامل بار مرده به علاوه‌ی ۲۰ درصد بار زنده می‌باشد. سیستم باربر جانبی سازه‌ها، قاب خمشی فولادی ویژه (SMRF) است. مشخصات بیشتری از قاب‌ها و پیرودهای مربوط به سه مود اول ارتعاش طبیعی آنها در جدول (۱) ارائه شده است.



(الف) منحنی پوش آور ایده آل



(ب) ارتباط  $F_{sn}/L_n - D_n$

شکل (۲): منحنی جابه‌جایی بام- برش پایه در مود  $n$  ام سیستم یک درجه آزادی غیرخطی حاصل از تحلیل بار افزون [۱۱]

$$D_n = \frac{u_{rn}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (8)$$

برای محاسبه‌ی نیروی معادل سازه‌ی یک درجه آزادی از رابطه (۹) به شرح زیر کمک گرفته می‌شود:

$$\frac{F_{sn}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*} \quad (9)$$

زمان تناوب سازه در مود  $n$  ام بر اساس مشخصات سازه‌ی یک درجه آزادی از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

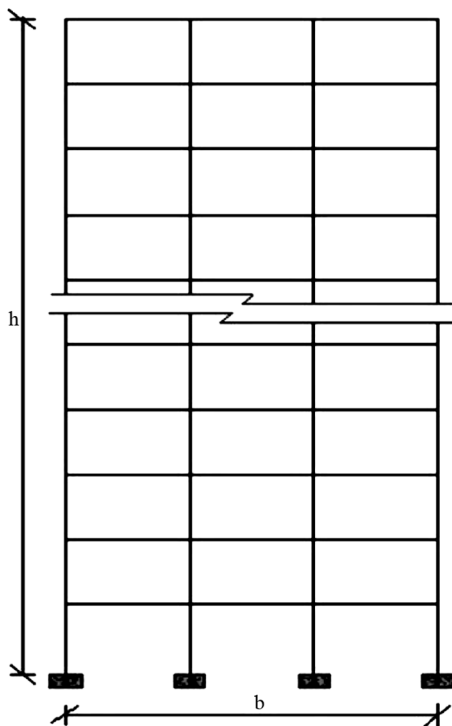
$$T_n = 2\pi \left[ \frac{L_n D_{ny}}{F_{sng}} \right]^{1/2} \quad (10)$$

حال برای به دست آوردن نقطه‌ی عملکرد، سازه‌ی یک

جدول (۱): مشخصات مدل‌های تحلیلی

زمان تناوب (ثانیه)			جرم لرزه‌ای (کیلوگرم در مجذور ثانیه بر متر)	b (متر)	h (متر)	تعداد طبقات	نام قاب ساختمانی
$T_3$	$T_2$	$T_1$					
۰/۳۴۶	۰/۶۰۴	۱/۶۹۲	۵۴۴۰	۱۵	۳۲	۱۰	S1
۰/۴۹۲	۰/۸۵۲	۲/۳۳۱	۵۵۴۶	۱۵	۴۸	۱۵	S2
۰/۶۶۷	۱/۱۲۵	۳/۰۵۸	۵۶۰۰	۱۵	۶۴	۲۰	S3

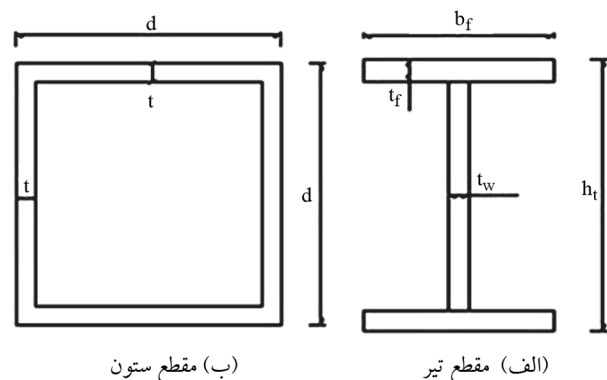
فولاد مورد استفاده در قاب‌ها به کمک المان فایبر<sup>۱۶</sup> یک بعدی دو خطی با تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع، مدول الاستیسیته برابر با  $۲/۱ \times ۱۰^۶$  کیلوگرم بر سانتی متر مربع و نسبت سخت شوندگی کرنشی ۳ درصد صورت گرفته است. در تمامی تحلیل‌ها، غیرخطی هندسی و غیرخطی مصالح با هم در نظر گرفته شده است. همچنین، اثرات ثانوی  $P-\Delta$  در نظر گرفته شده، ولی از اثر اندازه، مقاومت و تغییر شکل چشمه‌ی اتصال صرف نظر گردیده است. رفتار غیرخطی سازه‌ها در مفاصل پلاستیک برای تحلیل‌های غیرخطی در نظر گرفته شده است و این مفاصل در انتهای اعضای قاب‌ها به صورت گسترده و با طول مشخصی تعریف شده‌اند.



شکل (۴): نمای کلی قاب‌های فولادی انتخابی

فرض شده است که تمام قاب‌ها بر روی خاک سخت از نوع II استاندارد زلزله ۲۸۰۰ ایران [۶] (معادل خاک نوع C مربوط به نشریه‌ی NEHRP [۱۴]) و در منطقه با لرزه‌خیزی بسیار بالا ( $A=0.35g$ ) قرار گرفته باشند. نیروهای زلزله مطابق با استاندارد زلزله ۲۸۰۰ [۱۵] تعیین شده و قاب‌ها طبق روش تنش مجاز طراحی شده‌اند (AISC-1989 [۱۶]). همه ساختمان‌ها طوری طراحی شده‌اند که معیار جابه‌جایی نسبی بین طبقات و معیار تیر ضعیف - ستون قوی را برآورده نمایند. شکل (۳) نمایی کلی از این قاب‌های خمشی فولادی را نمایش می‌دهد و مقاطع اعضای بکار رفته در این قاب‌ها در شکل (۴) نمایش داده شده است. جزئیات بیشتر در مورد سازه‌ها و مقاطع اعضاء در مرجع شماره [۱۳] آمده است.

لازم به ذکر است که برای مدل‌سازی و نیز انجام همه‌ی تحلیل‌های دینامیکی طیفی، تاریخچه زمانی غیرخطی<sup>۱۵</sup> و استاتیکی غیرخطی در مقاله‌ی حاضر از نرم‌افزار توانمند OpenSees [۱۷] استفاده شده است که قابلیت انواع تحلیل‌های خطی و غیرخطی با دقت بسیار بالایی را داراست. مدل‌سازی



شکل (۳): مقاطع تیرها و ستون‌ها در مدل‌های تحلیلی ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه

[۱۳]



**۶- مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده**

زلزله‌ی دور از گسل و نیز ۲۰ رکورد زلزله نزدیک به گسل انتخاب شده‌اند که لیست رکوردهای زلزله‌ی انتخابی به ترتیب در جداول (۲) و (۳) آمده است که همگی آنها برگرفته از پایگاه اطلاعاتی PEER (<http://peer.berkeley.edu/nga/>) هستند.

رکوردهای زلزله در نظر گرفته شده برای اعمال به سازه‌های معرفی شده در بخش قبل به دو دسته رکوردهای نزدیک به گسل و دور از گسل تقسیم می‌شوند. به همین جهت، تعداد ۲۰ رکورد

**جدول (۲): مشخصات رکوردهای زلزله‌ی نزدیک به گسل**

#	Event	Year	Station	$T_p^a$	PGA (cm/s <sup>2</sup> )	PGV (cm/s)	$M_w$	Clo.D. <sup>b</sup> (km)	Fault Type <sup>c</sup>
1	Imperial Valley-06	1979	Aeropuerto Mexicali	2.4	350.56	44.3	6.5	0.3	Strike-Slip
2	Imperial Valley-06	1979	Brawley Airport	4.0	155.03	36.1	6.5	10.4	Strike-Slip
3	Imperial Valley-06	1979	EC Meloland Overpass FF	3.3	370.82	115.0	6.5	0.1	Strike-Slip
4	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #4	4.6	350.32	77.9	6.5	7.1	Strike-Slip
5	Imperial Valley-06	1979	Holtville Post Office	4.8	253.19	55.1	6.5	7.7	Strike-Slip
6	Mammoth Lakes-06	1980	Long Valley Dam (Upr L. Abut)	1.1	391.33	33.1	5.9	?	Strike-Slip
7	Westmorland	1981	Parachute Test Site	3.6	168.68	35.8	5.9	16.7	Strike-Slip
8	Taiwan SMART1(40)	1986	SMART1 C00	1.6	201.10	31.2	6.3	?	Reverse
9	N. Palm Springs	1986	North Palm Springs	1.4	656.94	73.6	6.1	4.0	Reverse-Oblique
10	Whittier Narrows-01	1987	Downey - Co MaintBldg	0.8	229.69	30.4	6.0	20.8	Reverse-Oblique
11	Loma Prieta	1989	Gilroy Array #2	1.7	398.47	45.7	6.9	11.1	Reverse-Oblique
12	Erzican, Turkey	1992	Erzincan	2.7	477.15	95.4	6.7	4.4	Strike-Slip
13	Landers	1992	Yermo Fire Station	7.5	217.55	53.2	7.3	23.6	Strike-Slip
14	Northridge-01	1994	Newhall - W Pico Canyon Rd.	2.4	417.56	87.8	6.7	5.5	Reverse
15	Kobe, Japan	1995	Takarazuka	1.4	632.97	72.6	6.9	0.3	Strike-Slip
16	Kobe, Japan	1995	Takatori	1.6	669.04	169.6	6.9	1.5	Strike-Slip
17	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY101	4.8	442.75	85.4	7.6	10.0	Reverse-Oblique
18	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU065	5.7	806.18	127.7	7.6	0.6	Reverse-Oblique
19	Chi-Chi, Taiwan-06	1999	CHY101	2.8	123.91	36.3	6.3	36.0	Reverse
20	Northridge-01	1994	Pardee - SCE	1.2	546.42	76.10	6.7	5.5	Reverse

<sup>a</sup> Pulse period of the earthquake record, <sup>b</sup> Closest distance to fault, <sup>c</sup> Faulting mechanism

**جدول (۳): مشخصات رکوردهای زلزله‌ی دور از گسل**

#	Event	Year	Station	Component (deg.)	PGA (cm/s <sup>2</sup> )	PGV (cm/s)	PGD (cm)	$M_w$	Fault Type
1	Landers	1992	Yermo, Fire Station	270	240.15	51.39	43.83	7.28	Strike-Slip
2	San Fernando	1971	Los Angeles, Hollywood Storage Bldg.	360	220.49	21.71	15.91	6.61	Reverse
3	Loma Prieta	1989	Agnews, Agnews State Hospital	0	166.32	33.50	23.88	7.1	Reverse-Oblique
4	Morgan Hill	1984	Gilroy Array #4, 2905 Anderson Rd	360	342.12	17.30	33.08	6.19	Strike-Slip
5	Northwest Calif-03	1951	Ferndale City Hall	314	109.27	7.86	10.94	5.8	Strike-Slip
6	Morgan Hill	1984	Gilroy Array #2	90	208.82	12.74	2.48	6.19	Strike-Slip
7	Northridge	1994	Santa Monica City Hall	90	866.42	41.60	15.16	6.8	Reverse
8	Imperial Valley	1979	El Centro #13, Strobel Residence	230	135.92	13.65	7.73	6.8	Strike-Slip
9	Gazli USSR	1976	Karakyr	90	847.53	67.63	20.71	6.8	Reverse
10	Parkfield	1966	Cholame - Shandon Array #5	85	435.37	25.04	5.78	6.19	Strike-Slip
11	Imperial Valley-07	1979	Calexico, Fire Station	225	97.01	8.13	1.03	5.01	Strike-Slip
12	Landers	1992	Palm Springs, Airport	90	87.29	13.91	5.26	7.5	Strike-Slip
13	San Fernando	1971	Whittier Narrows Dam Bldg.	233	106.03	10.55	6.46	6.61	Reverse
14	Morgan Hill	1984	Gilroy Array #3, Sewage Treatment Plant	90	197.36	13.30	3.66	6.19	Strike-Slip
15	Loma Prieta	1989	Gilroy Array #2, Hwy 101 Bolsa Road Motel	0	362.71	34.75	9.51	7.1	Reverse-Oblique
16	Loma Prieta	1989	Gilroy Array #3, Sewage Treatment Plant	90	197.36	13.30	10.84	6.1	Reverse-Oblique
17	Whittier Narrows	1987	Los Angeles, 116th St School	270	147.39	11.40	1.42	5.99	Reverse-Oblique
18	Whittier Narrows	1987	Downey, County Maintenance Bldg.	180	200.62	30.67	5.44	5.99	Reverse-Oblique
19	Imperial Valley-06	1979	Calexico, Fire Station	225	271.73	22.45	9.93	6.53	Strike-Slip
20	Landers	1992	Mission Creek Fault	90	129.05	14.62	11.42	7.28	Strike-Slip



## ۷- ارائه‌ی گام به گام روش جدید محاسبه‌ی تغییرمکان

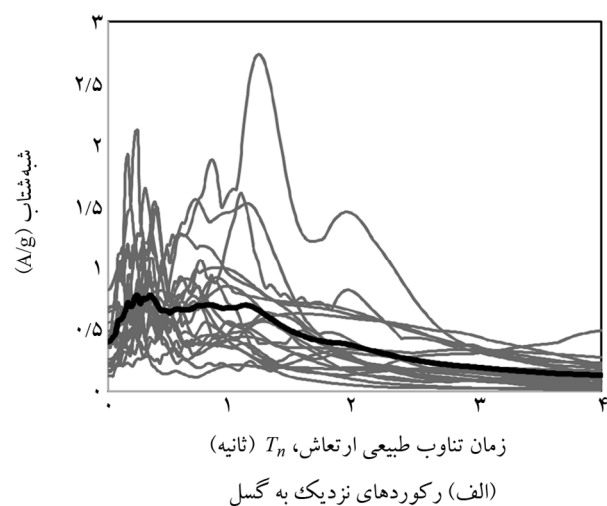
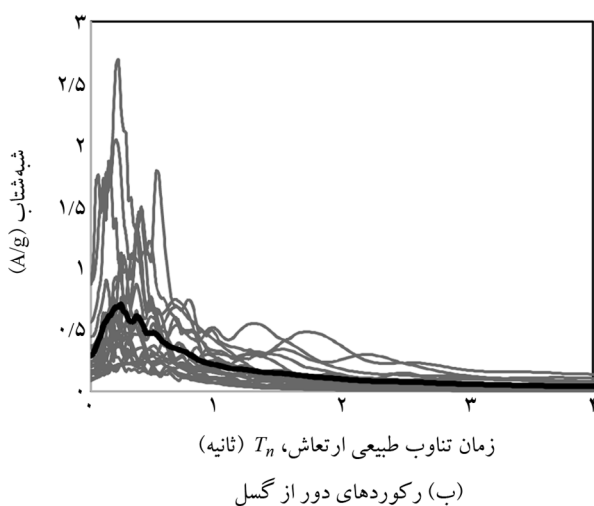
### هدف

در این مقاله، بر پایه مفهوم استخراج فرمول تغییرمکان هدف برای سازه‌های یک درجه آزادی مطابق با رابطه (۱) که پیشتر در بخش ۳ توسط رابطه (۳) مطابق با ضوابط آئین‌نامه‌ی ASCE 41-13 [۵] بیان گردید و بسط آن به سازه‌های چند درجه آزادی، روشی ساده شده برای تخمین تغییرمکان هدف بر مبنای مفاهیم دینامیک سازه‌ها ارائه شده است. در روش ارائه شده در آئین‌نامه‌ی ASCE 41-13 [۵] برای تخمین تغییرمکان هدف سازه‌های چند درجه آزادی از رابطه (۳) با جایگذاری مقادیر مناسب  $T_e$  و  $C_0$  استفاده می‌شود. به عبارت دیگر، اثرات چند درجه آزادی بودن سازه توسط این ضرایب در محاسبات مربوطه اعمال می‌شود. در روش جدید ارائه شده در این بخش، دیگر نیازی به محاسبه‌ی همه این ضرایب نبوده و میزان جابه‌جایی هدف سازه چند درجه آزادی به صورت مستقیم و به کمک مفهوم تحلیل دینامیکی طیفی تخمین زده می‌شود. مراحل این روش شامل گام‌های زیر است:

۱- ابتدا رکوردهای زلزله مناسب و به تعداد کافی انتخاب و سپس این رکوردها مقیاس می‌شوند. لازم به ذکر است که تمامی رکوردهای زلزله مورد بررسی در مقاله‌ی حاضر به  $PGA=0.7g$  مقیاس شده‌اند تا اطمینان حاصل شود که سازه‌های مورد نظر تحت اثر زلزله به محدوده‌ی غیرخطی وارد می‌شوند.

لازم به ذکر است که تمامی رکوردهای انتخابی بر روی یک نوع خاک مشخص (خاک نوع D) انتخاب شده‌اند. همچنین، از میان رکوردهای زلزله‌ی نزدیک به گسل، آن دسته رکوردهایی که پالس گونه<sup>۱۷</sup> بوده و مربوط به مؤلفه‌ی عمود بر گسل می‌باشند مد نظر قرار گرفته است. لازم به ذکر است که رکوردهای پالس‌گونه‌ی نزدیک گسل انتخابی بر اساس تحلیل موجک<sup>۱۸</sup> مورد استفاده در تحقیقات بیکر [۱۸] استخراج شده‌اند. در این روش، سه معیار مهم جهت تشخیص پالس‌گونه‌ی رکوردهای زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرد: (۱) شاخص پالس‌گونه‌ی (که تابعی از PGV و نسبت انرژی است) بایستی بزرگ‌تر از  $0.85$  باشد؛ (۲) پالس مورد نظر بایستی زودرس بوده و در اوایل تاریخچه زمانی رکورد زلزله پدیدار گردد؛ (۳) مقدار بیشینه سرعت زلزله (PGV) بایستی از  $30$  سانتی‌متر بر ثانیه بزرگ‌تر باشد. تمامی رکوردهای زلزله‌ی انتخابی به شتاب  $0.7g$  مقیاس شده‌اند تا اطمینان حاصل شود که سازه‌های مورد نظر تحت اثر زلزله به محدوده‌ی غیرخطی وارد می‌شوند.

به جهت مقایسه، طیف شبه شتاب و طیف میانگین هر یک از دسته رکوردهای نزدیک و دور از گسل برای میرایی  $0.5$  در شکل (۵) به صورت مقیاس نشده نشان داده شده است. طیف‌های میانگین هر دسته با خط ضخیم به نمایش در آمده است.



شکل (۵): طیف شبه شتاب رکوردهای زلزله

اثرات چند درجه آزادی بودن در تحلیل طیفی سازه‌ی چند درجه آزادی مستتر می‌باشد، از رابطه حذف شده است. در نهایت، به کمک این رابطه و انجام تحلیل طیفی بر روی سازه می‌توان به سادگی میزان جابه‌جایی هدف را تخمین زد.

به جهت مقایسه دقت روش ارائه شده در این مقاله، نتایج آن را علاوه بر مقادیر حاصل از تحلیل دقیق دینامیکی غیرخطی (NL-THA) با نتایج تحلیل مودال بارافزون (MPA) و نیز روش ضرایب تغییر مکان آئین‌نامه‌ای ارائه شده در بخش‌های قبلی مقایسه می‌نماییم. بدین منظور، پاسخ سازه در هر مود را به روش MPA محاسبه نموده و سپس به کمک روش SRSS با یکدیگر ترکیب می‌نماییم. لازم به ذکر است که روش MPA با در نظر گرفتن سه مود اول ارتعاشی برای سازه‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه انجام گرفته و به منظور ارتقای دقت نتایج، از پنج مود اول نوسان برای تحلیل مودال بارافزون قاب ۲۰ طبقه بهره گرفته شده است. مقادیر جابه‌جایی بام در روش MPA برای سه مود اول نوسان هر یک از قاب‌های مذکور در جدول (۴) ارائه گردیده است. همچنین، نتایج مربوط به مقادیر جابه‌جایی بام برای هر یک از رکوردهای زلزله تحت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به تفکیک در جدول (۵) ارائه گردیده است.

همانطور که در بخش مقدمه ذکر شد، اصفهانیان و آقا کوچک [۹] ضریب اصلاح  $C_N$  را به رابطه (۳) اضافه کرده‌اند که این ضریب، اثرات زلزله‌های پالس‌گونه نزدیک به گسل را به خوبی در برمی‌گیرد:

$$\delta_t = C_N C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (13)$$

۲- سپس، طیف‌های شبه شتاب برای هر دسته رکورد زلزله مورد بررسی استخراج و بر اساس آنها، طیف میانگین تهیه می‌شود. ۳- سپس، بر روی سازه‌ی چند درجه آزادی مورد بررسی برای طیف استخراج شده در مرحله قبل، تحلیل دینامیکی طیفی<sup>۱۹</sup> با در نظر گرفتن تعداد مودهای ارتعاشی کافی برای رسیدن به ۹۰٪ مشارکت جرمی، انجام گرفته و خروجی تغییر مکان بام،  $(\delta_t)_{RSA}$ ، برای آن استخراج می‌شود.

۴- برای تبدیل جابه‌جایی الاستیک به تغییر مکان غیر الاستیک، اثرات کاهش سختی و زوال مقاومت و نیز اثرات نزدیک به گسل به ترتیب از ضرایب  $C_1$ ،  $C_2$  و  $C_N$  جهت اصلاح مقدار جابه‌جایی به دست آمده در گام قبل استفاده می‌شود. همانطور که در بخش مقدمه ذکر شد، ضریب  $C_N$  برای در نظر گرفتن اثرات نزدیک به گسل در رفتار غیر ارتجاعی سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد [۹] و در واقع، با ضرب نمودن این ضریب تصحیح در نتایج ضریب  $C_1$  ارائه شده توسط FEMA-440 [۳]، مقادیر جابه‌جایی هدف سازه‌ها برای در نظر گرفتن اثرات زلزله‌های نزدیک به گسل تصحیح می‌شوند. همچنین، اثرات غیرخطی شدن سازه نیز توسط ضرایب  $C_1$  و  $C_2$  لحاظ می‌شود.

۵- در نهایت به کمک فرمول (۱۲) که برگرفته از رابطه (۳) می‌باشد، می‌توان جابه‌جایی هدف سازه‌ی چند درجه آزادی مورد بررسی را تخمین زد:

$$\delta_t = C_N C_1 C_2 (\delta_t)_{RSA} \quad (12)$$

همانطور که ملاحظه می‌شود، ضریب  $C_0$  به این دلیل که

جدول (۴): مقادیر تغییر مکان هدف محاسبه شده به روش MPA برای مودهای مختلف و ترکیب آنها

SRSS	مود			نوع رکورد زلزله	نام قاب ساختمانی
	۳	۲	۱		
$u_{ro} (cm)$	$u_{mo} (cm)$	$u_{mo} (cm)$	$u_{mo} (cm)$		
۷۳/۲۷	۴/۲۸۳	۱۱/۳۸۲	۵۳/۸۴۰	نزدیک به گسل	S1
۳۰/۹۷	۴/۱۴۵	۱۳/۸۰۶	۲۱/۴۳۸	دور به گسل	
۹۹/۵۳	۷/۲۴۴	۲۲/۴۷۲	۷۱/۰۱۸	نزدیک به گسل	S2
۳۷/۸۳	۷/۲۷۲	۱۴/۰۵۱	۲۶/۵۴۴	دور به گسل	
۱۲۱/۹۲	۱۲/۹۸۰	۵۱/۸۱۳	۸۲/۹۰۴	نزدیک به گسل	S3
۴۷/۵۱	۱۰/۸۴۴	۱۷/۶۶۳	۳۲/۵۱۰	دور به گسل	

جدول (۵): مقادیر دقیق تغییر مکان تراز بام برای هریک از رکوردهای زلزله به همراه مقادیر میانگین آنها (ساتی متر)

ساختمان S3		ساختمان S2		ساختمان S1		شماره رکورد
حرکات زمین FF	حرکات زمین NF	حرکات زمین FF	حرکات زمین NF	حرکات زمین FF	حرکات زمین NF	
۱۳۲/۵۷	۱۹۵/۹۵	۷۴/۰۵	۱۶۶/۱۹	۵۹/۶۵	۱۰۵/۳۲	۱
۹۱/۵۶	۲۳۶/۰۷	۵۴/۵۸	۱۸۴/۹۸	۳۸/۲۲	۹۵/۶۸	۲
۳۷/۷۷	۱۴۱/۰۰	۳۳/۷۸	۸۴/۳۲	۲۹/۲۰	۴۵/۶۹	۳
۲۶/۲۴	۷۸/۱۷	۱۷/۴۰	۶۴/۳۰	۱۲/۷۴	۵۷/۴۰	۴
۱۶/۴۴	۳۶/۶۵	۲۵/۴۵	۳۷/۶۶	۲۱/۹۱	۳۱/۳۰	۵
۲۰/۳۶	۱۱۰/۰۷	۲۳/۱۳	۱۱۰/۹۵	۱۸/۷۶	۹۰/۸۵	۶
۲۹/۲۹	۴۵/۵۵	۳۳/۵۹	۳۶/۸۱	۲۱/۹۳	۴۱/۲۹	۷
۵۹/۷۷	۹۷/۶۶	۴۳/۴۳	۷۱/۱۳	۳۷/۶۶	۳۸/۰۷	۸
۴۵/۸۵	۱۰۵/۸۲	۳۷/۸۰	۷۰/۲۱	۳۱/۴۶	۵۳/۳۳	۹
۳۰/۱۵	۱۷۵/۹۶	۳۱/۸۴	۱۹۵/۰۵	۱۹/۳۸	۱۴۳/۱۱	۱۰
۱۴/۱۰	۱۶/۹۰	۱۵/۳۹	۱۸/۱۲	۱۴/۷۴	۲۶/۳۳	۱۱
۱۰۷/۲۵	۶۷/۵۷	۹۷/۴۶	۴۳/۰۹	۵۶/۶۱	۴۳/۰۰	۱۲
۵۴/۱۶	۱۱۷/۸۱	۳۸/۵۰	۸۱/۸۴	۲۵/۶۶	۶۱/۴۴	۱۳
۳۹/۸۲	۱۶۹/۹۰	۳۱/۷۴	۱۸۰/۱۵	۲۷/۷۴	۱۲۴/۶۲	۱۴
۳۵/۳۱	۲۷/۶۷	۳۴/۷۶	۲۳/۳۲	۳۵/۶۲	۲۵/۷۶	۱۵
۲۶/۸۸	۴۷/۳۷	۱۳/۲۵	۴۴/۴۹	۱۷/۴۹	۴۹/۱۲	۱۶
۱۵/۰۴	۱۶۲/۹۲	۱۴/۵۷	۱۰۴/۴۲	۱۵/۸۴	۷۰/۲۷	۱۷
۳۳/۴۱	۹۴/۲۱	۲۶/۷۸	۱۱۶/۳۵	۲۷/۰۳	۷۹/۵۷	۱۸
۴۰/۶۰	۱۴۶/۸۸	۲۱/۷۶	۱۳۷/۲۹	۲۴/۰۸	۱۰۹/۸۲	۱۹
۹۸/۳۲	۳۳/۷۷	۴۸/۸۵	۳۵/۹۶	۴۰/۵۶	۳۳/۹۴	۲۰
۴۵/۱۶	۱۰۴/۷۷	۳۴/۹۸	۹۰/۳۳	۲۸/۸۱	۶۶/۲۹	میانگین

جدول (۶): مقایسه‌ی میانگین مقادیر تغییر مکان هدف در تراز بام برای روش‌های مختلف (ساتی متر)

حرکات زمین FF					حرکات زمین NF					شماره ساختمان
رابطه (۱۲)	رابطه (۱۳)	ASCE	MPA	NL-THA	رابطه (۱۲)	رابطه (۱۳)	ASCE	MPA	NL-THA	
۳۲/۴۶	۳۳/۳۲	۳۳/۳۲	۳۰/۹۷	۲۸/۸۱	۷۰/۸۲	۷۵/۸۰	۷۴/۵۴	۷۳/۲۷	۶۶/۲۹	S1
۴۰/۱۱	۴۴/۲۵	۴۴/۲۵	۳۷/۸۳	۳۴/۹۸	۸۸/۲۶	۹۲/۳۷	۱۰۳/۰۳	۹۹/۵۳	۹۰/۳۳	S2
۵۵/۷۱	۵۸/۳۶	۵۸/۳۶	۴۷/۵۱	۴۵/۱۶	۱۰۶/۵۳	۱۱۳/۲۹	۱۳۰/۴۸	۱۲۱/۹۲	۱۰۴/۷۷	S3

بهبود یافته در تخمین میزان تغییر مکان هدف سازه‌های چند درجه آزادی در مقایسه‌ی نتایج این بخش استفاده می‌شود. این مقایسه‌ها در جدول (۶) نشان داده شده است. در این جدول ملاحظه می‌شود، روش ارائه شده در این مقاله دارای دقت بسیار خوبی برای زلزله‌های نزدیک به گسل در مقایسه با سایر روش‌ها بوده و برای زلزله‌های دور از گسل نیز با دقت قابل قبولی تغییر مکان هدف را به

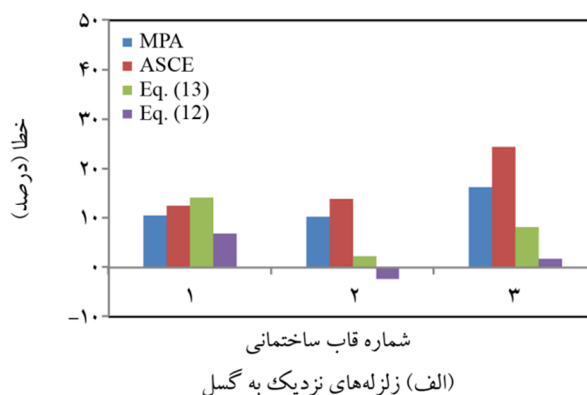
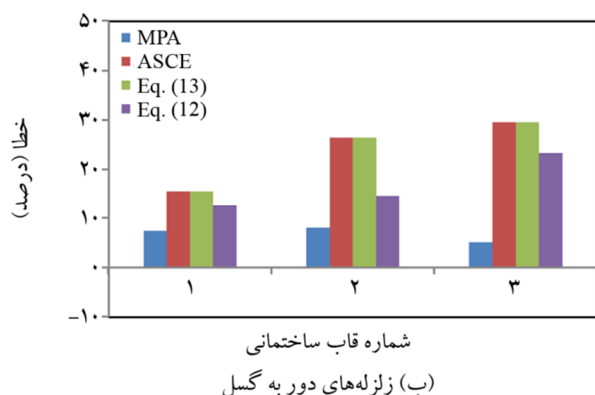
همانطور که از جدول (۵) مشخص است، مقادیر میانگین جابه‌جایی بام برای زلزله‌های نزدیک به گسل بیشتر از مقادیر متناظر آن برای زلزله‌های دور از گسل است که این امر بیانگر اثرات شدیدتر زلزله‌های پالس‌گونه نزدیک به گسل بر پاسخ سازه‌ها در مقایسه با رکوردهای زلزله‌ی معمولی (دور از گسل) می‌باشد. لازم به ذکر است که از رابطه (۱۳) نیز به عنوان یک رابطه‌ی

سازه‌های در معرض زلزله‌های دور از گسل، با افزایش تعداد طبقات افزایش می‌یابد. دلیل این امر را می‌توان اثرات موده‌های بالاتر دانست. مطابق با ضوابط ارائه شده در آئین‌نامه‌ی ASCE41-13 [5] و نیز مندرجات فصل سوم دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره ۳۶۰ [۱۹])، برای تشخیص تأثیر موده‌های بالای سازه‌ها، بایستی سازه دو بار با استفاده از روش دینامیکی طیفی تحلیل شود. در بار اول تنها مود اول سازه در نظر گرفته شده و در بار دوم تمام موده‌های نوسانی که مجموع جرم مؤثر آنها حداقل ۹۰٪ جرم کل سازه است باید در نظر گرفته شوند. در صورتی که نتایج تحلیل دوم نشان دهد که نیروی برشی در طبقه‌ای بیش از ۳۰٪ از نیروی برشی حاصل از تحلیل اول بیشتر است، این امر به معنی قابل ملاحظه بودن اثرات موده‌های بالاتر سازه است. این امر در شکل (۷) برای مدل‌های تحلیلی مورد

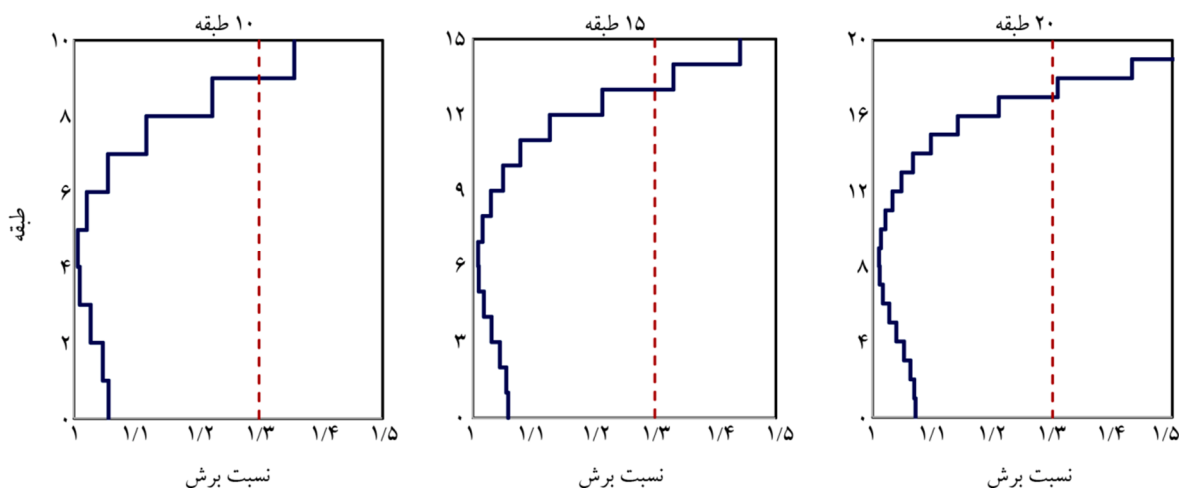
صورت دست بالا تخمین می‌زند. حسن اصلی این روش نیز سرعت بالا و سهولت استفاده در محاسبه‌ی تغییر مکان هدف می‌باشد و همچنین، اثرات چند درجه آزادی بودن سازه نیز در آن مستتر است. لازم به ذکر است که ضریب  $C_N$  برای قاب‌های ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه مورد بررسی تحت زلزله‌های نزدیک به گسل به ترتیب برابر با ۱/۰۱۸، ۰/۹۰۲ و ۰/۸۷۱ محاسبه و برای زلزله‌های دور از گسل نیز  $C_N$  برابر با مقدار یک در نظر گرفته شده است.

### ۸- مقایسه نتایج پاسخ سازه‌ها و بررسی خطا

به جهت درک بهتر، مقادیر قدر مطلق خطای تخمین تغییر مکان هدف برای روش‌های مذکور به صورت ترسیمی در شکل (۶) نمایش داده شده است. همانطور که از این شکل مشخص است، مقادیر خطای تمامی روش‌ها به خصوص برای



شکل (۶): میزان خطای تخمین تغییر مکان هدف



شکل (۷): بررسی اثرات موده‌های بالا در مدل‌های تحلیلی مورد استفاده

ارتعاشی مورد بررسی باید چنان انتخاب شود که حداقل ۹۰٪ جرم سازه در تحلیل مشارکت کند.

NSP-4: توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود.

لازم به ذکر است که برای این چهار نوع الگوی بار جانبی، تحلیل استاتیکی غیرخطی تا رسیدن جابه‌جایی بام به مقدار تغییر مکان هدف ارائه شده توسط روش جدید ارائه شده در این مقاله (رابطه ۱۲) صورت می‌گیرد. مقادیر جابه‌جایی نسبی بین طبقات برای این چهار روش استاتیکی غیرخطی به همراه نتایج دقیق تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و نیز روش MPA در شکل (۸) ارائه شده است. همچنین، مقادیر متوسط نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به علاوه انحراف استاندارد نیز در شکل مذکور نمایش داده شده است.

مقایسه بین نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی با الگوهای بار ثابت مذکور با نتایج تحلیل‌های دینامیکی نشان‌دهنده‌ی ضعف آنها در مقایسه با نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی می‌باشند و این اختلاف در طبقات بالاتر برای جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای بیشتر می‌شود که می‌توان آن را ناشی از اثرات مودهای بالاتر دانست. همچنین، لازم به ذکر است که این اختلاف برای ساختمان‌های بلند به مراتب بیشتر است که این امر نیز بیشتر ناشی از تشدید اثرات مودهای بالاتر برای ساختمان‌های بلند می‌باشد.

همچنین، تفاوت‌های مشاهده شده در جابه‌جایی‌های نسبی بین طبقه‌ای از این قرار است که در طبقات پایین میزان جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای در زلزله‌های نزدیک به گسل بیشتر از جابه‌جایی نسبی ناشی از زلزله‌های دور از گسل تخمین زده می‌شود و در طبقات بالا عکس این مطلب برقرار است. این روند کلی نیست و بسته به نوع سازه، تعداد رکوردهای زلزله‌ی مورد استفاده و منظمی و نامنظمی ساختمان، ممکن است تغییر نماید؛ اما آنچه که آشکار است این است که جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون با نتایجی که هر یک از رکوردهای دور از گسل و نزدیک به گسل تخمین می‌زنند تفاوت دارد و نیازمند اصلاح می‌باشد.

استفاده به صورت نسبت برش‌های دو حالت مذکور نمایش داده شده است. همانطور که از این شکل ملاحظه می‌شود، تأثیر مودهای بالای نوسان برای هر سه سازه مذکور قابل ملاحظه بوده و فرض مؤثر بودن اثرات مودهای بالا که پیشتر بیان شد برای آنها صحیح است.

همانطور که از شکل (۶) مشخص است، روش ارائه شده در تحقیق حاضر، به صورت چشمگیری خطای محاسبه‌ی تغییر مکان هدف سازه‌های در معرض رکوردهای زلزله‌ی نزدیک به گسل را کاهش می‌دهد و مقادیر خطا با افزایش تعداد طبقات کاهش می‌یابد که این امر نشان‌دهنده‌ی این موضوع است که روش ارائه شده به خوبی قادر به در نظر گرفتن اثرات مودهای بالاتر نوسان در تخمین تغییر مکان هدف در تراز بام سازه‌ها در مقایسه با سایر روش‌های موجود می‌باشد.

## ۹- بررسی تأثیر میزان تغییر مکان هدف بر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای سازه‌ها

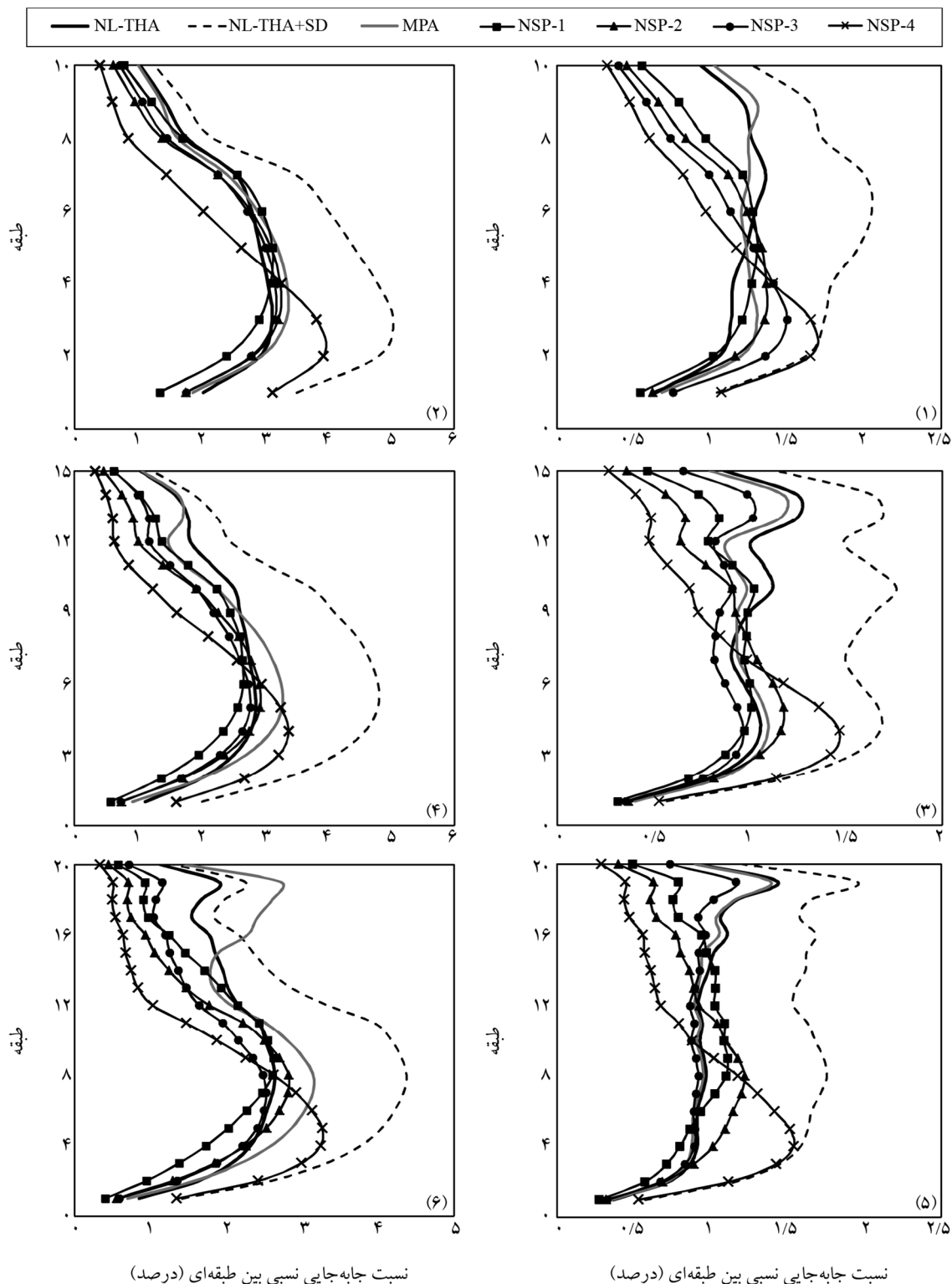
به منظور مقایسه‌ی پاسخی دیگر از سازه‌ها برای زلزله‌های نزدیک و دور از گسل، پارامتر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای<sup>۲۰</sup> در این بخش مد نظر قرار می‌گیرد. بدین منظور، از نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و همچنین مودال بارافزون (MPA) که پیشتر مورد استفاده قرار گرفت، بهره جسته شده است. علاوه بر این، قاب‌های فولادی مذکور تحت الگوهای بار ثابت آیین‌نامه‌ای (ASCE41-13 [۵]) به شرح زیر تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته اند:

NSP-1: توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی مطابق با رابطه‌ی زیر:

$$F_{vx} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n w_j h_j^k} \quad (14)$$

NSP-2: توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش در جهت مورد نظر.

NSP-3: توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی که برای این منظور تعداد مودهای



شکل (۸): توزیع جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای برای مدل‌های تحلیلی مختلف تحت رکوردهای زلزله: (۵،۳،۱) دور از گسل (۶،۴،۲) نزدیک به گسل

طبقات میانی و بالایی بسیار دست پایین تخمین می‌زند و بنابراین الگوی بار مناسبی نیست. ولی سایر الگوهای بار ارائه شده را می‌توان برای ساختمان‌های کوتاه و متوسط (که مود اول بر رفتار

لازم به ذکر است که از میان الگوهای بار معرفی شده، الگوی بار یکنواخت دارای بیشترین خطا در تخمین پاسخ سازه می‌باشد، چون مقادیر پاسخ در طبقات پایین را بسیار دست بالا، و برای

تغییر مکان آئین‌نامه‌ی ASCE 41-13 است، اثرات چند درجه آزادی بودن سازه‌ها مستقیماً به کمک تحلیل دینامیکی طیفی لحاظ می‌شود و نیازی به محاسبه‌ی ضریب  $C_0$  نیست. همچنین، اثرات زلزله‌های نزدیک به گسل در تعیین پاسخ غیر الاستیک سازه‌ها با اعمال ضریب تصحیح  $C_N$  در ضریب  $C_1$  ارائه شده در دستورالعمل FEMA-440 اصلاح می‌شود.

۳- روش پیشنهادی ارائه شده برای تخمین جابه‌جایی هدف، علاوه بر سادگی، دقت قابل قبولی را در تخمین نتایج در مقایسه با سایر روش‌های موجود از جمله روش MPA دارد. نتایج این روش برای مدل‌های تحلیلی ارائه شده نشان می‌دهند که روش پیشنهادی، به خصوص در تخمین تغییر مکان هدف سازه‌هایی که اثرات مودهای بالاتر ارتعاش در آنها قابل ملاحظه است تحت زلزله‌های نزدیک به گسل دارای خطای ناچیزی می‌باشد.

۴- نتایج به دست آمده برای مدل‌های تحلیلی قاب‌های خمشی فولادی مفروض نشان می‌دهند که میزان جابه‌جایی هدف مورد استفاده در تحلیل بار افزون سازه‌های چند درجه آزادی مستقیماً بر نتایج سایر پاسخ‌ها، از جمله مقادیر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای، تأثیر گذار بوده و تخمین هرچه دقیق‌تر تغییر مکان هدف پیش از تحلیل بار افزون می‌تواند کمک شایانی بر دقت نتایج داشته باشد.

۵- نتایج تحلیل‌ها برای مدل‌های تحلیلی مقاله حاضر نشان می‌دهند که روش MPA مقادیر تغییر مکان هدف را به صورت دست بالا تخمین می‌زند ولی دررفت‌ها با خطای کمتری به دست می‌آیند. همچنین ملاحظه می‌شود که استفاده از مقادیر بزرگ‌تر برای جابه‌جایی هدف در تحلیل بار افزون با الگوهای بار جانبی ثابت آئین‌نامه‌ای منجر به افزایش دقت نتایج در تخمین دررفت‌ها می‌شود. این بدان معنی است که استفاده از تغییر مکان هدف دقیق‌تر لزوماً منجر به تخمین دقیق‌تر سایر پاسخ‌های سازه نمی‌شود و این امر می‌تواند زمینه‌ی تحقیقات آتی در تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه‌ها را فراهم نماید.

آنها حاکم است) با تقریب قابل قبولی مورد استفاده قرار داد. همچنین، روش MPA نیز علی‌رغم دقت نسبتاً خوبی که در تخمین جابه‌جایی نسبی بین طبقات دارد، زمان‌بر بوده و درای پیچیدگی‌هایی است که ممکن است از مقبولیت آن در کارهای متداول در بین مهندسين بکاهد. همانطور که ملاحظه می‌شود، دقت نتایج این روش در تخمین جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای در مقایسه با تحلیل دقیق تاریخچه زمانی غیرخطی کم‌ویش مناسب بوده ولی مقادیر جابه‌جایی هدف تخمین زده شده در این روش از دقت کمتری برخوردار هستند. به عبارت دیگر، تغییر مکان‌های هدف در این روش برای تمامی رکوردهای زلزله دست بالا تخمین زده می‌شوند که این مقادیر بزرگ برای تغییر مکان هدف، خود می‌تواند دلیلی بر افزایش دقت این روش در تخمین پاسخ دررفت‌ها گردند.

بدین منظور، تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی با چهار الگوی بار جانبی معرفی شده در قسمت قبل، دوباره تا رسیدن جابه‌جایی بام به تغییر مکان هدف دقیق (تخمین زده شده توسط تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی) تحلیل می‌شوند. نتایج این تحلیل‌ها (که در مقاله حاضر به جهت اختصار ارائه نشده است) حاکی از این است که با توجه به آنکه مقادیر جابه‌جایی هدف حاصل از روش پیشنهادی مقاله حاضر عموماً بیشتر از مقادیر متناظر تخمین زده شده توسط تحلیل دقیق می‌باشند، به تبع آن میزان خطای الگوهای بار ثابت ارائه شده در تخمین دررفت‌ها نیز کاهش می‌یابد. این موضوع نیازمند بررسی بیشتری بوده و زمینه‌ی تحقیقات آتی را فراهم می‌نماید.

## ۱۰- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

نتایج حاصل از این مقاله به صورت خلاصه به شرح زیر است:  
 ۱- اثرات زلزله‌های نزدیک به گسل بر پاسخ سازه‌ها بیشتر از اثرات زلزله‌های دور از گسل است. این امر برای جابه‌جایی هدف و نیز جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای برای مدل‌های تحلیلی مفروض نشان داده شده است.  
 ۲- در روش ارائه شده در این مقاله که بر پایه‌ی روش ضرایب



مراجع

10. Krawikler, H. and Seneviratna, G.D.P.K. (1998) Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Journal of Engineering Structures*, **20**(4-6), 452-462.
11. Chopra, A.K. and Goel, R.K. (2002) A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **31**, 561-582.
12. Chopra, A.K. and Chintana Pakdee, C. (2004b) Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: SDF bilinear systems. *J. Struct. Eng., ASCE*, **130**(9), 1-11.
13. Poursha, M., Khoshnoudian, F., and Moghadam, A.S. (2008) Assessment of modal pushover analysis and conventional nonlinear static procedure with load distributions of federal emergency management agency for high-rise buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, DOI: 10.1002/tal.487.
14. BSSC (2000) *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*. Part 1, Provisions, and Part 2, Commentary, FEMA 368 and 369, prepared by the Building Seismic Safety Council, published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
15. *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No. 2800* (2005) 3<sup>rd</sup> Edition.
16. AISC-ASD (1989) *Allowable Stress Design and Plastic Design Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
17. OpenSees (2013) *Open System for Earthquake Engineering Simulation*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley CA.
18. Baker, J.W. (2007) Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **97**(5), 1486-1501
19. *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings* (2014) No. 360 (First Revision), Office of Deputy for Strategic Supervision Department of Technical Affairs, Iran.
1. FEMA 273 Report (1997) *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Building Seismic Safety Council. FEMA-273. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., U.S.
2. FEMA 356 Report (2000) *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., US.
3. FEMA 440 Report (2005) *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., U.S.
4. ATC-40 (1996) *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40 Report*. Volumes 1 & 2, Applied Technology Council, Redwood City, California.
5. ASCE/SEI 41-13 Standard (2013) *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE Standard No. ASCE/SEI 41-13*, American Society of Civil Engineers (ASCE), U.S.
6. Iervolino, I., Chioccarelli, E., and Baltzopoulos, G. (2012) Inelastic displacement ratio of near-source pulse-like ground motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **41**, 2351-2357.
7. Baez, J.I. and Miranda, E. (2000) Amplification factors to estimate inelastic displacement demands for the design of structures in the near field. *Proceedings of the 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Upper Hutt, New Zealand. Paper No. 1561.
8. Enderami, S.A., Beheshti-Aval, S.B., and Saadeghvaziri, M.A. (2014) New energy based approach to predict seismic demands of steel moment resisting frames subjected to near-fault ground motions, *Engineering Structures*, **72**, 182-192.
9. Esfahanian, A., Aghakouchak, A.A. (2015) On the improvement of inelastic displacement demands for near-fault ground motions considering various faulting mechanisms. *International Journal of Earthquakes and Structures*, **9**(3), 673-698.

## واژه‌نامه

Pushover Analysis	۱- تحلیل بار افزون
Modal Pushover Analysis (MPA)	۲- تحلیل مودال بار افزون
Adaptive Spectra-Based Pushover	۳- بار افزون سازگار براساس طیف شتاب
Adaptive Modal Combination	۴- ترکیب مودی سازگار
Directivity	۵- جهت گیری
Capacity Spectrum Method	۶- روش طیف ظرفیت
Displacement Coefficient Method	۷- روش ضرایب تغییر مکان
Equivalent Linearization Method, ELM	۸- روش اصلاح شده‌ی خطی سازی معادل
Push	۹- راندن
Control Node	۱۰- گره کنترل
Performance Point	۱۱- نقطه عملکرد
Capacity Curve	۱۲- منحنی ظرفیت
Target Point	۱۳- جابه جایی هدف
Decouple	۱۴- جداسازی
Nonlinear Time-History Analysis, NL-THA	۱۵- تاریخچه زمانی غیر خطی
Fiber	۱۶- فایبر
Pulse-Like	۱۷- پالس گونه
Wavelet Analysis	۱۸- تحلیل موجک
Response Spectrum Analysis, RSA	۱۹- تحلیل دینامیکی طیفی
Story Drift	۲۰- جابه جایی نسبی بین طبقه‌ای

## A New Method for Estimation of Target Displacement in Nonlinear Static Analysis of Structures Subjected to Near-Fault Ground Motions

Alireza Esfahanian<sup>1</sup> and Ali Akbar Aghakouchak<sup>2\*</sup>

1. Ph.D. Candidate of Earthquake Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Iran
2. Professor, Earthquake Engineering Department, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Iran, \* Corresponding Author, email: a\_gha@modares.ac.ir

The recent trend in structural earthquake engineering practice is to use performance-based seismic evaluation methods for the estimation of inelastic demands in structures. Nonlinear static analysis, commonly referred to as pushover analysis, is becoming a popular simplified tool for seismic performance evaluation of existing and new structures. The pushover analysis of a structure is a static nonlinear analysis under permanent vertical load vectors and gradually increasing lateral loads until reaching the predetermined target displacement at roof level. Target displacement serves as an estimate of the global displacement of the structure expected to experience in a design earthquake. The accurate estimation of target displacement associated with specific performance objective affect the accuracy of seismic demand predictions of pushover analysis. Recently, the researchers have proposed various enhanced methods that aim to capture the true seismic-induced target displacements. Most of the reported research on development of improved Nonlinear Static Procedures (NSPs) is based on the response of analytical models subjected to Far-Fault (FF) earthquake records and less have been investigated for Near-Fault (NF) ground motions. NF motions differ from FF ones in that they often contain strong coherent dynamic long period pulses and/or permanent ground displacements. Out of the two kinds of NF ground motions, ground motions with velocity pulses caused by NF directivity effects have received a great deal of attention because of their potential to cause severe damage to structures. Capacity Spectrum Method (CSM) and Displacement Coefficient Method (DCM) are the two methods presented in FEMA-440 (2005) and ASCE/SEI 41-13 (2013) as standard methods of estimating the target displacement. DCM is considered in this paper as the basis of the presented method. In DCM, the target displacement, which corresponds to the displacement at roof level of a building, shall be calculated by applying appropriate modification factors to the elastic spectral displacement of SDOF system. In this method,  $C_0$  is modification factor to relate spectral displacement of an equivalent SDOF system to the roof displacement of the building,  $C_1$  is the modification factor to relate the expected maximum displacements of an inelastic SDOF oscillator, and  $C_2$  is the modification factor to represent the effect of pinched hysteretic shape, stiffness degradation, and strength deterioration on the maximum displacement response. It should be noted that the coefficients of this equation have been derived from FF motions in FEMA-440 (2005). Therefore, applying these coefficients to estimate the target displacement for NF ground motion may not yield accurate results. Due to this,  $C_N$  need to be used to modify the  $C_1$  coefficient when a SDOF system is subjected to NF ground motion. This modification factor was previously presented by Esfahanian and Aghakouchak (2015). This paper investigates inelastic seismic demands of the normal component of near-fault pulse-like ground motions. 20 near-fault and 20 far-fault ground motions and the responses of 10-, 15-, and 20-story multi degrees of freedom (MDOF) systems constitute the dataset. These systems are all steel moment-resisting frames, designed according to allowable stress design method. The buildings' lateral load-resisting system is steel special moment-resisting frame. All buildings are 15 m in width.

The bays are 5 m on center with three bays. Story heights of all buildings are 3.2 m. The seismic masses of all level floors for each structure are assumed to be equal and consist of dead load plus 20% of live load. Dead and live loads are equal to 650 and 200 kg/m<sup>2</sup> on the floor area that loading width of the frames is assumed to be 5 m. Design is performed based on the weak beam-strong column. In analysis and design, P- $\Delta$  (second order) effects are included. Nonlinear static and dynamic analyses were performed by the OpenSees (2013) software to simulate the performance of structural systems subjected to earthquakes. Both geometrical nonlinearity and material inelasticity were taken into account in the models. The material inelasticity was explicitly considered by employing a fiber modeling approach. Beams and columns have been modeled as finite elements with distributed inelasticity in a specified length of the member ends, using force-beam-column elements. For all of the NL-THAs, the damping matrix was defined using Rayleigh damping with a damping ratio of 5% for the first and third modes of vibration. In this paper, wavelet analysis method, presented by Baker (2007, 2008) is used for selecting pulse-like NF ground motions. NL-THA is utilized as the benchmark for comparison with nonlinear static analysis results. A new method for estimating target displacements are presented, using response spectrum analysis method and appropriate modification factors. As the proposed method considers the MDOF effects, C0 coefficient is not used in this method and only C1, C2, and CN are applied in this method. The target displacements resulting from the proposed procedure are then compared to those from the NL-THA and displacement coefficient method of ASCE 41-13, as well as to those predicted from Modal Pushover Analysis (MPA) methods. MPA is an enhanced NSP presented by Chopra, which utilizes the concept of modal combinations through several pushover analyses using invariant load patterns based on elastic mode shapes where the total response is determined with combination of each mode at the end (Chopra and Goel, 2001, 2002). It should be noted that, various methods applied to nonlinear models developed using generally accepted methods provide either overestimation or underestimation of the target roof displacement when compared to the value derived from NL-THA of recorded motions. It is shown that these procedures may lead to significantly different estimates of the target displacement, particularly for high-rise buildings responding in the nonlinear range. The results of the proposed procedure demonstrate acceptable values for target displacement, especially for near-fault earthquake records in comparison to the approximate and exact ones.

**Keywords:** Nonlinear Analysis; Static and Dynamic Analysis; Near-Fault and Far-Fault Earthquakes; Target Displacement; Fema-440.