



## یک الگوی بار جانبی اصلاح شده در تحلیل استاتیکی خطی

علیرضا حبیبی<sup>۱</sup>، مهدی ایزدپناه<sup>۲\*</sup>، هومن صفاری<sup>۳</sup>

۱-دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شاهد، تهران، ایران

۲-دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی کرمانشاه، کرمانشاه، ایران

۳-دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه کردستان، سنندج، ایران

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۰۶/۰۱

بازنگری: ۱۴۰۰/۱۰/۲۷

پذیرش: ۱۴۰۰/۱۱/۱۲

ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۱۲/۰۲

### کلمات کلیدی:

تحلیل استاتیکی خطی

الگوی بار جانبی

مودهای ارتعاشی بالاتر

تحلیل دینامیکی

آیین‌نامه‌های لرزه ای

**خلاصه:** روش های متفاوتی جهت تعیین الگوی بار جانبی استاتیکی ارائه شده است. علی رغم سادگی روش های موجود، دقت این روش ها به ویژه در مورد سازه هایی که اثر مودهای ارتعاشی بالاتر در آن ها حائز اهمیت است، مطلوب نیست. در این مقاله یک روش جدید جهت اصلاح الگوی بارگذاری در تحلیل استاتیکی خطی ارائه شده است. در روش پیشنهادی ابتدا پاسخ میانگین سازه از تحلیل دینامیکی تحت چند رکورد زلزله محاسبه می گردد. سپس الگوی استاتیکی متناظر با این پاسخ از طریق محاسباتی مبتنی بر دینامیک سازه ها بسط می یابد. در پایان جهت کاربردی نمودن این ایده، با استفاده از یک جامعه آماری، رابطه و گرافیکی جهت محاسبه الگوی بارگذاری در سایر ساختمان ها به دست می آید. با توجه به استخراج این روش بر اساس پاسخ سازه تحت تحلیل تاریخچه زمانی خطی، نشان داده می شود که این روش دقت مناسبی در تخمین پاسخ سازه در برابر نیروی زلزله دارد. علاوه بر این دارای سادگی و کارآئی روش های سنتی نیز می باشد. روش توسعه یافته در تحقیق حاضر، برای سه قاب ۵، ۱۰ و ۱۴ طبقه با دوره تناوب های مختلف و تحت تحریک ۱۴ شتاب‌نگاشت، مورد ارزیابی قرار می گیرد و نتایج آن با الگوهای پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ و دستورالعمل FEMA-۳۵۶ مقایسه می گردد. نتایج نشان می دهد، متوسط خطای روش پیشنهادی در سازه ۵، ۱۰ و ۱۴ طبقه تقریباً در حدود ۰،۷ و ۵ درصد است. در حالی که مقادیر خطای الگوهای پیشنهادی دو آیین نامه تقریباً ۲۰، ۱۰ و ۲۵ درصد است. ضمناً مقایسه توزیع جابجایی نسبی در ارتفاع این قاب ها برای روش پیشنهادی و تحلیل دینامیکی، نشان از عملکرد مطلوب روش پیشنهادی دارد. نتایج حاصل از این بررسی نشان می دهد که روش پیشنهادی در محاسبه پاسخ سازه در مقایسه با روش تحلیل استاتیکی معادل استاندارد ۲۸۰۰ و دستورالعمل FEMA\_356 از دقت بالاتری برخوردار است و می تواند جهت تعیین یک الگوی بار جانبی مناسب در آیین نامه های لرزه ای پیشنهاد گردد.

### ۱- مقدمه

فرضیات به کار گرفته شده در آن می‌باشند. یکی از مهم‌ترین فرضیات در این تحلیل توزیع عمده نیرو در مود ارتعاشی اول (اصلی) می‌باشد. با توجه به اینکه این روش پرکاربردترین روش در طراحی سازه‌ها می‌باشد، اصلاح آن به منظور رسیدن به جواب‌های دقیق‌تر ضروری به نظر می‌رسد. یکی از موضوعات مهمی که نتایج تحلیل استاتیکی را تحت تاثیر قرار می‌دهد توزیع نیروی زلزله در ارتفاع سازه (الگوی بارگذاری جانبی یا لرزه‌ای) است. الگوی بارگذاری لرزه‌ای در واقع تعیین کننده نحوه توزیع نیروهای اینرسی و در نتیجه سختی و مقاومت در ساختمان است. تحقیقات صورت گرفته توسط مقدم [۷] و نیز چوپرا [۸] در این زمینه نشان داده است که استفاده از الگوهای توزیع برش پایه مختلف، بر میزان خرابی و رفتار کلی سازه موثر است. این محققین، همچنین نشان داده‌اند که نحوه توزیع مقاومت

از مهم‌ترین معیارهای طراحی سازه‌ها در مناطق لرزه‌خیز مانند ایران، ضوابط مربوط به آیین‌نامه‌های لرزه‌ای می‌باشد. ارائه معیارها و ضوابط حداقل لازم، به صورتی ساده و کارآمد که قابل استفاده برای عموم جامعه مهندسی باشد و دارای پشتوانه عملی و تجربی کافی، جهت فراهم نمودن دامنه ایمنی در برابر زلزله باشد، امری مشکل است. یکی از روش‌های پیشنهادی آیین‌نامه‌های موجود و شاید پرکاربردترین در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای، برای تحلیل اغلب ساختمان‌ها در برابر زلزله، تحلیل استاتیکی معادل است [۶-۱]. روش تحلیل استاتیکی دارای ضعف‌هایی است که باعث کاهش دقت و کارآئی این روش در پیش‌بینی پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها گردیده است که اغلب ناشی از

\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: m.izadpanah@kut.ac.ir



واقعی سازه‌ها در هنگام زلزله و مقایسه نتایج تحلیل استاتیکی و دینامیکی (در حالت خطی و غیرخطی) بوده است. ون‌شن و همکارانش، مقایسه‌ای را بین توزیع‌های مختلف بار جانبی پیشنهادی آئین‌نامه‌ای انجام دادند [۱۰]. در این پژوهش تمرکز بر روی مقایسه UBC-۹۷ و IBC-۲۰۰۳ در ارتباط با طراحی لرزه‌ای و تحلیل قاب‌های ساختمانی فولادی خمشی ویژه بود. این محققین، یک بررسی عددی بر روی چهار نوع سازه انجام دادند. نتایج مقایسه این تحقیق برای توزیع برش پایه نشان داد که عمدتاً به علت برش پایه کمتر در IBC-۲۰۰۳، وجود بار شلاقی در UBC-۹۷، توزیع IBC-۲۰۰۳ عموماً از UBC-۹۷ پایین‌تر است.

در زمینه الگوی بارگذاری بهینه به نظر می‌رسد که تحقیقات انجام شده توسط مقدم [۷]، اسماعیل زاده [۱۱]، کرمی محمدی، کرمی محمدی و همکاران و کرمی محمدی و نگار [۱۴-۱۲]، حاجی‌رسولی‌ها و مقدم و حاجی‌رسولی‌ها [۱۷-۱۵] و حبیبی [۱۸]، اولین گام‌ها به سوی طراحی بهینه سازه‌های برشی در برابر تحریکات لرزه‌ای بوده است. اسماعیل زاده توزیع بهینه مقاومت جانبی سازه‌ها را با تغییر در الگوی بارگذاری به دست آورد [۱۱]. در این تحقیق، ۸ الگوهای بارگذاری مختلف، بررسی گردید. نخستین الگو، الگوی بارگذاری آئین‌نامه UBC-۹۱ و آخرین آن‌ها الگوی بارگذاری متناسب با جرم (یکنواخت) است. همچنین الگوهای بارگذاری ۲ تا ۷ از درون‌یابی بین دو الگوی ۱ و ۸ به دست آمده است. اسماعیل زاده با تمرکز بر روش استاتیکی معادل و آزمایش عددی الگوهای بارگذاری متنوع، به الگویی دست یافت که نیاز به شکل‌پذیری و تغییر شکل سازه‌های برشی با رفتار ارتجاعی-خمیری کامل (برای خمش) را تحت شتاب‌نگاشت‌های متناسب با خاک S1 (مطابق تعریف UBC-۹۱) به نحو قابل ملاحظه‌ای کاهش دهد. کرمی محمدی نتایج مطالعاتی خود را در مورد اثر نحوه توزیع مقاومت برشی ارائه داد. در تحقیقات [۱۴-۱۲]، اثر انتخاب الگوی بارگذاری در پاسخ دینامیکی سازه به دقت مورد بررسی قرار گرفت. در این تحقیق ۹ الگوی بارگذاری مختلف، مبنای توزیع سختی برشی قرار گرفته و نتایج آن‌ها با یکدیگر مقایسه شد. سپس یک الگوی بارگذاری مناسب برای طراحی لرزه‌ای سیستم‌های برشی بر اساس زمان تناوب سازه و ضریب شکل‌پذیری هدف، معرفی شد. نتایج ارائه شده در این مراجع بیانگر آن است که سازه‌های برشی طراحی شده توسط الگوی مستطیلی اصلاح شده (الگوی ارائه شده در این مراجع) در هنگام زلزله، پاسخ‌های نسبتاً مناسبی از خود نشان می‌دهند. حبیبی یک روش برای طراحی بهینه قاب‌های خمشی بتن مسلح بر اساس عملکرد با در نظر گرفتن دو نوع الگوی بارگذاری، شامل

در ارتفاع سازه در مرحله طراحی، بر پاسخ سازه در حوزه خمیری تاثیرگذار خواهد بود. پس از زلزله مسینا-رجیو<sup>۱</sup> ایتالیا در سال ۱۹۰۸، تیمی مرکب از مهندسان ماموریت یافتند که علت تخریب ساختمان‌ها را بررسی کنند. تیم مزبور با بررسی ساختمان‌های تخریب شده به این نتیجه رسید که زلزله باید نیروی افقی را وارد کرده باشد که سبب واژگونی ساختمان‌ها شده است. این کمیسیون در سال ۱۹۰۹ (در قالب نخستین آئین‌نامه‌هایی که برای طراحی مقاوم ساختمان در برابر زلزله ارائه شد) مقرر کرد که ساختمان‌ها باید قادر به تحمل نیروی جانبی معادل یک دوازدهم وزن خود باشند. سه سال بعد، این دستورالعمل بر اساس تعداد طبقات و وزن روی طبقات اصلاح شد و همچنین حداکثر طبقات ساختمان، سه طبقه تعیین شد. در ژاپن، پس از زلزله ۱۹۲۳ کانتو، ضریب زلزله معادل یک دهم وزن سقف‌های روی هر طبقه، برای ساختمان‌ها در نظر گرفته شد. این‌طور به نظر می‌رسد که در ابتدا با توجه به کوتاه مرتبه بودن سازه‌ها و نزدیکی دو مفهوم برش طبقه و نیروی طبقه، هر دو در تعریف الگوی بارگذاری استفاده شده است. لیکن توزیع نیروی جانبی زلزله به صورتی که هم‌اکنون تعریف و استفاده می‌شود، بر اساس الگویی که به عنوان یکنواخت یا مستطیلی شناخته می‌شود، توصیه گردید. پس از آن با توجه به رفتار مودال سازه، الگوی مثلثی و در حالت بهبود یافته از طریق رابطه‌ای بر اساس وزن هر طبقه مقرر گردید. استفاده از این الگوها و به ویژه پیشنهاد بار متمرکز در آخرین تراز سازه، اکثراً در ویرایش‌های آئین‌نامه UBC ارائه گردیده است. این آئین‌نامه از ویرایش ۱۹۲۷ و عمدتاً به صورت ویرایش‌های سه ساله، مقدار ضرایب و نحوه توزیع نیروی زلزله را اصلاح نموده است. آخرین روابط ارائه شده در آئین‌نامه‌ها، رابطه استاندارد ۲۸۰۰ و دستورالعمل‌ها و استانداردهای ایالات متحده است. در استاندارد ۲۸۰۰ روابط دینامیکی با فرض اولویت مود ارتعاشی اول، ساده‌سازی شده است (همراه با نیروی شلاقی). آخرین رابطه تثبیت شده نیز رابطه توانی برای در نظر گرفتن اثر مودهای بالاتر است.

به منظور ارزیابی و اصلاح الگوی بارگذاری در تحلیل استاتیکی خطی، مطالعاتی انجام پذیرفته است. هارت از طرف کمیته مشترک بارگذاری جانبی<sup>۲</sup>، تحقیقی در مورد اغلب جنبه‌های بارگذاری جانبی شامل توزیع برش پایه انجام داد [۹]. وی در این مطالعه چنین نتیجه‌گیری کرد که برای سازه‌هایی با تغییر شکل خطی، توزیع برش پایه به صورت وزنی-ارتفاعی (مثلثی) مناسب است. از دیگر جنبه‌های مورد توجه محققین، تاثیر الگوهای بارگذاری معرفی شده توسط آئین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای بر روی عملکرد

1 Messina-Reggio

2 JOINT COMMITTEE ON LATERAL FORCES

جانبی پیشنهادی، خسارت کمتری را نسبت به سازه‌های طراحی شده بر اساس الگوی بار جانبی آیین‌نامه‌های لرزه‌ای تجربه می‌کنند. به‌اندازی و همکاران به ارزیابی دو الگوی بار پیشنهادی برای قاب‌های ساختمانی دارای Base Isolation پرداختند [۲۶]. این محققین، به مقایسه‌ی پاسخ‌های حاصل از تحلیل پوش‌آور این قاب‌ها با پاسخ‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی (به عنوان Bench mark) پرداختند. این محققین یک قاب ۵ و یک قاب ۱۰ طبقه بتن مسلح را تحت تحریک ۵ رکورد زلزله دور از گسل و نزدیک گسل، مورد ارزیابی قرار دادند. تغییر مکان هدف در نظر گرفته شده برای مقایسه، در سه وضعیت رفتاری از منحنی ظرفیت، شامل وضعیت الاستیک، الاستوپلاستیک و پلاستیک در نظر گرفته شدند و پاسخ‌های لرزه‌ای از قبیل بیشترین تغییر مکان طبقات، بیشترین تغییر مکان نسبی، ماکزیمم تغییر مکان Isolator، تعداد مفاصل پلاستیک، دوران مفاصل پلاستیک و برش پایه، مقایسه شدند. نتایج نشان داد که الگوی توزیع یکنواخت اصلاح شده در مقایسه با سایر الگوها، خطای کمتری را در مقایسه با نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی ارائه می‌کند. ژانگ و همکاران یک الگوی بار جانبی بهینه با در نظر گرفتن اثر موده‌های ارتعاشی بالاتر در محدوده رفتار غیرخطی برای قاب‌های فولادی لوله‌ای پرمقاومت دارای پیوندهای برشی ارائه نمودند [۲۷]. این محققین به ارزیابی عوامل تاثیرگذار بر الگوی بار جانبی پرداختند. مقایسه‌ی پاسخ‌های سازه‌ها تحت تحریک الگوی بار جانبی پیشنهادی این محققین با الگوهای پیشنهادی آیین‌نامه‌ها، نشان از دقت بالاتر و عملکرد مناسب الگوهای پیشنهادی این تحقیق دارد. حبیبی و همکاران با استفاده از بهینه‌سازی و مهندسی معکوس، به ارائه‌ی یک روش جدید برای استخراج الگوی بار جانبی قاب‌های خمشی فولادی پرداختند [۲۸]. از دیگر تحقیقات در زمینه الگوی بارگذاری می‌توان به تحقیقات انجام شده در مراجع [۳۶-۲۹] اشاره نمود.

بررسی ادبیات موضوع نشان می‌دهد که علی‌رغم تحقیقات ارزشمندی که بر روی الگوی بارگذاری استاتیکی انجام شده است؛ لیکن اصلاح الگوی بارگذاری استاتیکی بر مبنای دینامیکی بودن ماهیت نیروهای زلزله مورد توجه قرار نگرفته است. هدف اصلی از تحقیق حاضر، توسعه یک الگوی بارگذاری استاتیکی اصلاح شده بر اساس دینامیک نیروهای زلزله، جهت بهبود نتایج تحلیل استاتیکی معادل می‌باشد. به این منظور با در نظر گرفتن معادلات دینامیکی و استاتیکی حرکت سازه، ابتدا رابطه‌ای جهت تعیین الگوی استاتیکی مناسب یک سازه ارائه می‌شود. سپس با مدل‌سازی تعداد زیادی از قاب‌های فولادی تحت اثر چندین شتاب‌نگاشت زلزله و ایجاد یک

الگوی توانی و الگوی مستطیلی ارائه نمود [۱۸]. در این تحقیق نشان داده شد که می‌توان عملکرد سازه‌ها را تحت هر الگوی بارگذاری دلخواه بهبود بخشید و توزیع سختی و مقاومت را بهینه نمود. حسینی و خوس احمدی قاب‌های خمشی بتنی دارای دیوار برشی را تحت بررسی قرار دادند [۱۹]. این محققین نشان دادند که دیوار برشی به عنوان سیستم باربر جانبی، تاثیر رفتار لرزه‌ای دیوارهای پر کننده را کاهش می‌دهد. آن‌ها تحلیل دینامیکی غیرخطی را انتخاب نمودند و چنین نتیجه‌گیری کردند، اول اینکه زمان تناوب و مقدار نیروی برشی محاسبه شده توسط آئین‌نامه مناسب نیست. دوم اینکه الگوی بارگذاری جانبی کاملاً با پیشنهاد آئین‌نامه متفاوت است. آن‌ها بر همین اساس و بر پایه تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی، الگوی بارگذاری جدیدی را برای این نوع سازه‌ها، به صورتی که تاثیرات دوره تناوب موده‌های بالاتر در نظر گرفته شود، ارائه و ارزیابی نمودند. شایانفر و همکاران یک الگوی بارگذاری به صورت ترکیبی خطی از سه مود اول سازه با ضرایب وزنی متفاوت ارائه نمودند. در این روش، ضرایب وزنی با استفاده از تکنیک‌های بهینه‌سازی استخراج گردید [۲۰]. اعتدالی و ایراندگانی یک الگوی بارگذاری جانبی نمایی به شکلی که نیروی جانبی هر طبقه با نسبت ارتفاع آن طبقه به ارتفاع کل سازه متناسب است، ارائه نمودند. این محققین به منظور استخراج نمای مناسب در الگوی بار جانبی پیشنهادی، مقادیر متفاوتی را انتخاب نمودند و از مقایسه منحنی ظرفیت سازه تحت الگوی بارگذاری پیشنهادی و منحنی ظرفیت حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی، نمای مناسب را انتخاب نمودند [۲۱]. سارکار و همکاران یک روش جدید برای استخراج الگوی بارگذاری جانبی سازه‌های نامنظم در ارتفاع پله‌ای ارائه نمود [۲۲]. امینی و پورشایک تحلیل بار افزون با در نظر گرفتن اثر چندین مود و همچنین تغییرات موده‌ها در تحلیل غیرخطی، ارائه نمودند [۲۳]. قادری و همکاران یک الگوریتم جدید را برای استخراج الگوی بار جانبی با در نظر گرفتن وابستگی مقاومت و سختی به یکدیگر، برای قاب‌های خمشی ارائه نمودند [۲۴]. در الگوریتم پیشنهادی به منظور کاهش پیچیدگی و زمان آنالیز، قاب‌های چند دهانه به صورت یک دهانه، ساده شده‌اند. این محققین نشان دادند که قاب‌های طراحی شده با استفاده از الگوی پیشنهادی تحقیق، دارای توزیع یکنواخت‌تری از شکل‌پذیری در ارتفاع در مقایسه با سازه‌های طراحی شده با الگوهای بار جانبی قبلی می‌باشند. بای و همکاران یک الگوی بار جانبی بر اساس توزیع یکنواخت خسارت با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-سازه و همچنین مولفه‌های هیستریزس ارائه نمودند [۲۵]. این محققین نشان دادند که سازه‌های طراحی شده بر اساس الگوی بار

یافت. برای حل این معادله می‌توان از روش تفکیک مودهای ارتعاشی با فرض رفتار الاستیک برای سازه استفاده نمود که در این صورت در هر مود ارتعاشی معادله دینامیکی زیر باید حل شود [۸]:

$$\ddot{y}_i + 2\zeta \omega_i \dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = -\frac{L_i}{M_i} \ddot{u}_g(t) \quad (2)$$

که در آن  $\ddot{u}_g$  نسبت میرایی،  $\omega_i$  فرکانس زاویه‌ای سازه،  $y_i$  جابجایی سازه یک درجه آزادی معادل برای مود  $i$ ام سازه چند درجه آزادی و  $L_i$  و  $M_i$  به ترتیب ضریب مشارکت مودی و جرم مودی هستند که از روابط زیر تعیین می‌شوند.

$$L_i = \phi_i^T M r \quad (3)$$

$$M_i = \phi_i^T M \phi_i \quad (4)$$

با حل معادله (۲) می‌توان مقدار  $y_i$  را در هر لحظه از زمان برای مودهای مختلف ارتعاشی از رابطه زیر تعیین نمود (انتگرال دیوهمال):

$$y_i(t) = -\frac{L_i}{M_i \omega_{Di}} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\zeta_i \omega_{Di}(t-\tau)} \sin \omega_{Di}(t-\tau) d\tau \quad (5)$$

با معلوم بودن مقادیر  $y_i$ ، جابجایی طبقه  $j$ ام از سازه از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$u_j = \sum_{i=1}^n \phi_{ji} y_i \quad (6)$$

که در آن  $\phi_{ji}$  مولفه  $j$ ام بردار مود ارتعاشی  $i$ ام می‌باشد که از حل مسئله مقادیر ویژه به دست می‌آیند. با معلوم بودن جابجایی طبقات سازه، جابجایی نسبی طبقات را می‌توان از رابطه زیر تعیین نمود:

$$\Delta_j = u_j - u_{j-1} \quad (7)$$

جامعه آماری مناسب، یک الگوی مناسب کلی بر اساس برآزش نتایج حاصل از سازه‌های مختلف، توسعه داده می‌شود. همانطور که بیان شد روش‌های ارائه شده به منظور محاسبه الگوی بارگذاری جانبی در تحلیل استاتیکی خطی همواره دارای ضعف‌هایی بوده‌اند. از جمله این ضعف‌ها می‌توان به عدم پوشش مناسب تاثیر مودهای بالاتر و توزیع نیرو به صورت هم جهت در ارتفاع سازه اشاره نمود، در حالی که روش توسعه یافته در این تحقیق، برخلاف روابط متداول، می‌تواند توزیع نیروی تراز طبقات مختلف با جهت‌های متفاوت را که در تحلیل دینامیکی مشاهده می‌شود به خوبی شبیه‌سازی کند.

## ۲- روش پیشنهادی تحقیق

در روش پیشنهادی این تحقیق، الگوی بارگذاری استاتیکی به نحوی اصلاح می‌شود که اثرات کلیه مودهای ارتعاشی سازه منظور شده و نارسائی‌های الگوهای ارائه شده در آئین‌نامه‌های لرزه‌ای از جمله هم جهت بودن کلیه نیروها در ارتفاع سازه برطرف گردد. همچنین با توجه به اینکه این روش مستقیماً از توزیع نیروی زلزله از طریق تحلیل دینامیکی به دست می‌آید، بنابراین بالقوه اثرات تمامی مودهای موثر در تعیین الگوی بارگذاری لحاظ می‌شود.

در توسعه روش ارائه شده، از مفاهیم کلیدی زیر استفاده شده است:

- استفاده از تحلیل دینامیکی به عنوان دقیق‌ترین روش جهت محاسبه پاسخ سازه‌ها در برابر زلزله.
- استفاده از تحلیل دینامیکی در توزیع واقعی اینرسی و نیروی زلزله در ارتفاع سازه‌ها.
- وابستگی مستقیم الگوی بارگذاری به ارتفاع نسبی طبقات و دوره تناوب اصلی سازه.

به این منظور معادله حرکت یک سازه چند درجه آزادی در حالت دینامیکی تحت اثر هر زلزله دلخواه مطابق رابطه زیر در نظر گرفته می‌شود [۸]:

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u = -M r \ddot{u}_g \quad (1)$$

که در آن  $u$  بردار جابجایی طبقات،  $M$  ماتریس جرم،  $C$  ماتریس ضرایب میرایی،  $K$  ماتریس سختی،  $u_g$  شتاب زمین و  $r$  یک بردار ستونی با مولفه‌های واحد می‌باشند. حال اگر معادله (۱) به ازای هر زلزله دلخواه حل شود، می‌توان به تغییر شکل‌های طبقات سازه در زمان‌های مختلف دست

در مرحله بعد توزیع نیروی تعیین شده با استفاده از رابطه (۹) بر اساس مقدار برش پایه با استفاده از رابطه (۱۰) به صورتی نرمال می‌شود که مجموع مولفه‌های آن برابر با واحد شود.

$$F'_j = \frac{F_j}{\sum_{i=1}^n F_i} \quad (10)$$

که در این رابطه  $F'$  نرمال شده  $F$  و بقیه نمادها مطابق با رابطه (۲) است.

رابطه (۹) نشان می‌دهد که چنانچه در تحلیلی استاتیکی به جای الگوی بارگذاری ارائه شده در آئین‌نامه‌های لرزه‌ای از الگوی معادله (۱۰) استفاده شود، جابجایی‌های  $\bar{\Delta}_i$  (جابجایی میانگین زلزله‌ها) حاصل خواهد شد که همان پاسخ استخراج شده از تحلیل دینامیکی می‌باشد. بنابراین به راحتی می‌توان اثبات نمود که برای یک سازه خاص الگوی بارگذاری ارائه شده در تحقیق منتج به پاسخ دقیق (دینامیکی) خواهد شد. اما از آنجا که الگوی پیشنهادی مطابق معادله (۱۰) برای یک سازه خاص قابل کاربرد است، جهت کاربردی نمودن آن برای سازه‌های مختلف، لازم است که ابتدا این الگو برای چندین سازه با خصوصیات و تعداد طبقات متفاوت تعیین شده و یک الگوی کلی ارائه گردد که در بخش بعدی به استخراج این الگو پرداخته می‌شود.

### ۳- لگوی بار جانبی اصلاح شده

#### ۳-۱- فرضیات و مدل‌سازی

به منظور توسعه الگوی بارگذاری پیشنهادی تحقیق، یک جامعه آماری شامل سازه‌های برشی چند درجه آزادی انتخاب می‌شوند. به جهت آن که این مجموعه طیف گسترده‌ای از سازه‌ها را شامل شود، قاب‌های فولادی ۲ تا ۱۴ طبقه مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. فرض می‌شود که ارتفاع طبقات کلیه سازه‌ها ۳ متر، سطح بارگیر ۲۴ متر مربع و بار وارده ۴۰۰ کیلوگرم بر متر مربع باشد. همچنین فرضیات زیر در طراحی سازه‌ها در نظر گرفته شده است:

- طراحی لرزه‌ای بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ انجام می‌شود.
- در طراحی تیرها از بارهای محوری صرف نظر می‌شود.
- قاب‌ها در جهت اعمال نیروی زلزله به صورت خمشی می‌باشند و جهت قوی ستون‌ها عمود بر این جهت فرض می‌شود.
- تنش تسلیم فولاد ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع در نظر گرفته می‌شود.

که در این رابطه  $u_j$  جابجایی نسبی طبقه  $j$ ام می‌باشد. با استفاده از رابطه (۷) می‌توان مقادیر جابجایی طبقات سازه را در لحظات زمانی مختلف محاسبه نمود. در روش پیشنهادی، مقادیر جابجایی طبقات به ازای تغییر مکان هدف که یک تغییر مکان مشخص در تراز بام فرض می‌شود، تعیین می‌گردد و مبنای محاسبه الگوی بار در این تحقیق قرار می‌گیرد. با توجه به فرض الاستیک بودن رفتار سازه، این شاخص باید یک مقدار کوچک و کمتر از یک درصد (مثلاً ۰/۵٪) انتخاب گردد.

با توجه به متفاوت بودن ماهیت زلزله‌های مختلف و در نتیجه متفاوت بودن شتاب‌ها و نیروهای حاصل از آن‌ها و عدم قطعیت در مورد وقوع یک زلزله مشخص و قابل پیش‌بینی نبودن آن‌ها، چندین زلزله مختلف در برآورد پاسخ‌های دینامیکی باید در نظر گرفته شوند و میانگین نتایج حاصل از آن‌ها به ازای تغییر مکان هدف، مطابق معادله زیر مورد استفاده قرار می‌گیرد:

$$\bar{\Delta}_i = \frac{\sum_{k=1}^{N_E} \Delta_{ik}}{N_E} \quad (8)$$

در این روابط  $N_E$  تعداد زلزله‌های انتخاب شده و  $\bar{\Delta}_i$  میانگین تغییر مکان‌های نسبی هر طبقه به ازای تغییر مکان هدف، در اثر  $N_E$  رکورد زلزله است. باید توجه نمود که رابطه (۸) میانگین تغییر شکل ناشی از تحلیل‌های تاریخچه زمانی مختلف را به ازای تغییر مکان هدف ارائه می‌کند. با توجه به اینکه تغییر مکان هدف نیز خود از میانگین تغییر شکل ناشی از تحلیل‌های تاریخچه زمانی مختلف به دست می‌آید، بنابراین زمان وقوع کلیه پاسخ‌هایی که میانگین‌گیری می‌شوند، یکسان می‌باشد. به عبارت دیگر زمانی که تغییر مکان نسبی کلی به تغییر مکان هدف برسد، کلیه تحلیل‌های تاریخچه زمانی متوقف شده و تغییر مکان نسبی میانگین هر طبقه در این حالت به دست می‌آید. پس از محاسبه جابجایی نسبی متوسط دینامیکی طبقات سازه، می‌توان این مقادیر را به عنوان یک شاخص مناسب جهت تعیین الگوی بارگذاری استاتیکی مشخص نمود. به این منظور کافی است رابطه زیر در هر طبقه اعمال گردد:

$$F_j = k_j \bar{\Delta}_j \quad (9)$$

که در آن  $k_j$  سختی طبقه و  $F_j$  نیروی جانبی معادل طبقه می‌باشد.

جدول ۱. سختی طبقات در قاب های بررسی شده (Kgf-cm)

Table 1. Stiffness of stories in the considered frames (Kgf-cm)

شماره قاب	الف- سختی طبقات قاب های ۲ تا ۷ طبقه					
	طبقه ۲	طبقه ۳	طبقه ۴	طبقه ۵	طبقه ۶	طبقه ۷
۱	۳۶۲۶/۹۳	۵۱۷۴/۴	۷۲۶۵/۰۷	۱۰۸۰۸	۱۰۸۰۸	۱۵۵۹۷/۸۷
۲	۱۶۲۲/۱۳	۳۶۲۶/۹۳	۵۱۷۴/۴	۷۲۶۵/۰۷	۱۰۸۰۸	۱۰۸۰۸
۳		۱۶۲۲/۱۳	۳۶۲۶/۹۳	۵۱۷۴/۴	۷۲۶۵/۰۷	۱۰۸۰۸
۴			۱۶۲۲/۱۳	۳۶۲۶/۹۳	۵۱۷۴/۴	۷۲۶۵/۰۷
۵				۱۶۲۲/۱۳	۳۶۲۶/۹۳	۵۱۷۴/۴
۶					۱۶۲۲/۱۳	۳۶۲۶/۹۳
۷						۱۶۲۲/۱۳

شماره قاب	ب- سختی طبقات قاب های ۸ تا ۱۴ طبقه						
	طبقه ۸	طبقه ۹	طبقه ۱۰	طبقه ۱۱	طبقه ۱۲	طبقه ۱۳	طبقه ۱۴
۱	۱۵۵۹۷/۸۷	۲۱۹۷۰/۶۷	۲۱۹۷۰/۶۷	۳۰۳۷۰/۶۷	۳۰۳۷۰/۶۷	۴۳۱۷۶	۴۳۱۷۶
۲	۱۵۵۹۷/۸۷	۱۵۵۹۷/۸۷	۲۱۹۷۰/۶۷	۳۰۳۷۰/۶۷	۲۱۹۷۰/۶۷	۳۰۳۷۰/۶۷	۴۳۱۷۶
۳	۱۰۸۰۸	۱۵۵۹۷/۸۷	۱۵۵۹۷/۸۷	۲۱۹۷۰/۶۷	۲۱۹۷۰/۶۷	۳۰۳۷۰/۶۷	۳۰۳۷۰/۶۷
۴	۱۰۸۰۸	۱۰۸۰۸	۱۵۵۹۷/۸۷	۲۱۹۷۰/۶۷	۱۵۵۹۷/۸۷	۳۰۳۷۰/۶۷	۳۰۳۷۰/۶۷
۵	۷۲۶۵/۰۷	۱۰۸۰۸	۱۰۸۰۸	۱۵۵۹۷/۸۷	۱۵۵۹۷/۸۷	۲۱۹۷۰/۶۷	۳۰۳۷۰/۶۷
۶	۵۱۷۴/۴	۷۲۶۵/۰۷	۱۰۸۰۸	۱۵۵۹۷/۸۷	۱۰۸۰۸	۲۱۹۷۰/۶۷	۲۱۹۷۰/۶۷
۷	۳۶۲۶/۹۳	۵۱۷۴/۴	۷۲۶۵/۰۷	۱۰۸۰۸	۱۰۸۰۸	۱۵۵۹۷/۸۷	۲۱۹۷۰/۶۷
۸	۱۶۲۲/۱۳	۳۶۲۶/۹۳	۵۱۷۴/۴	۷۲۶۵/۰۷	۷۲۶۵/۰۷	۱۰۸۰۸	۱۵۵۹۷/۸۷
۹		۱۶۲۲/۱۳	۳۶۲۶/۹۳	۵۱۷۴/۴	۵۱۷۴/۴	۱۰۸۰۸	۱۰۸۰۸
۱۰			۱۶۲۲/۱۳	۳۶۲۶/۹۳	۳۶۲۶/۹۳	۷۲۶۵/۰۷	۱۰۸۰۸
۱۱				۱۶۲۲/۱۳	۲۴۵۸/۴	۵۱۷۴/۴	۷۲۶۵/۰۷
۱۲					۱۶۲۲/۱۳	۳۶۲۶/۹۳	۵۱۷۴/۴
۱۳						۱۶۲۲/۱۳	۳۶۲۶/۹۳
۱۴							۱۶۲۲/۱۳

می باشند. سختی سازه های طراحی شده در جدول ۱ خلاصه شده است. سختی طبقات با فرض سازه ها از نوع برشی، دیافراگم صلب برای سقف ها و گیردار بودن پای ستون های طبقه ی اول، محاسبه شده است. بر این اساس، سختی هر طبقه از رابطه ی  $12E\Sigma I/h^3$  به دست می آید (E مدول الاستیسیته،  $\Sigma I$  مجموع ممان اینرسی ستون های طبقه و h ارتفاع طبقه می باشد).

- ستون ها از تراز پی تا تراز بام به صورت پیوسته مدل شده اند. اتصال تیرها به ستون ها به صورت گیردار در نظر گرفته شده است.
  - فرض می شود که حرکت افقی گره ها در هر طبقه یکسان، اما حرکت قائم و چرخش آن ها می تواند مستقل از هم باشد.
- قاب های خمشی مورد مطالعه در تحقیق از نوع شکل پذیری متوسط



جدول ۲. مشخصات زلزله‌های انتخاب شده

Table 2. The earthquakes properties

۱	Landers	Yermo, Fire Station	6.28.1992	۷/۳
۲	Northridge	Littlerock, Brainard Canyon	1.17.1994	۶/۷
۳	Imperial Valley	El Centro, Parachute Test Facility	10.15.1979	۶/۸
۴	Northridge	Lake Hughes #1, Fire station #78	1.17.1994	۶/۷
۵	Northridge	Castaic, Old Ridge Route	1.17.1994	۶/۷
۶	Palmsprings	Fun Valley	07.08.1986	۶
۷	San Fernando	Pearblossom Pump	02.09.1971	۶/۵
۸	San Fernando	Pasadena, CIT Athenaeum	02.09.1971	۶/۵
۹	Loma Prieta	APEEL 7, Pulgas	10.17.1989	۷/۱
۱۰	Loma Prieta	Gilroy #6, San Ysidro Microwave site	10.17.1989	۷/۱
۱۱	Loma Prieta	.Saratoga, Aloha Ave	10.17.1989	۷/۱
۱۲	Loma Prieta	Gilroy, Gavilon College Phys Sch Bldg	10.17.1989	۷/۱
۱۳	Loma Prieta	Santa Cruz, University of California	10.17.1989	۷/۱
۱۴	Loma Prieta	San Francisco, Diamond Heights	10.17.1989	۷/۱
۱۵	Loma Prieta	Fremont, Mission San Jose	10.17.1989	۷/۱
۱۶	Loma Prieta	Monterey, City Hall	10.17.1989	۷/۱
۱۷	Loma Prieta	Yerba Buena Island	10.17.1989	۷/۱
۱۸	Loma Prieta	Anderson Dam, Downstream	10.17.1989	۷/۱
۱۹	Morgan Hill	Gilroy, Gavilon College Phys Sci Bldg	04.24.1984	۶/۱
۲۰	Morgan Hill	Gilroy #6, San Ysidro Microwave	04.24.1984	۶/۱

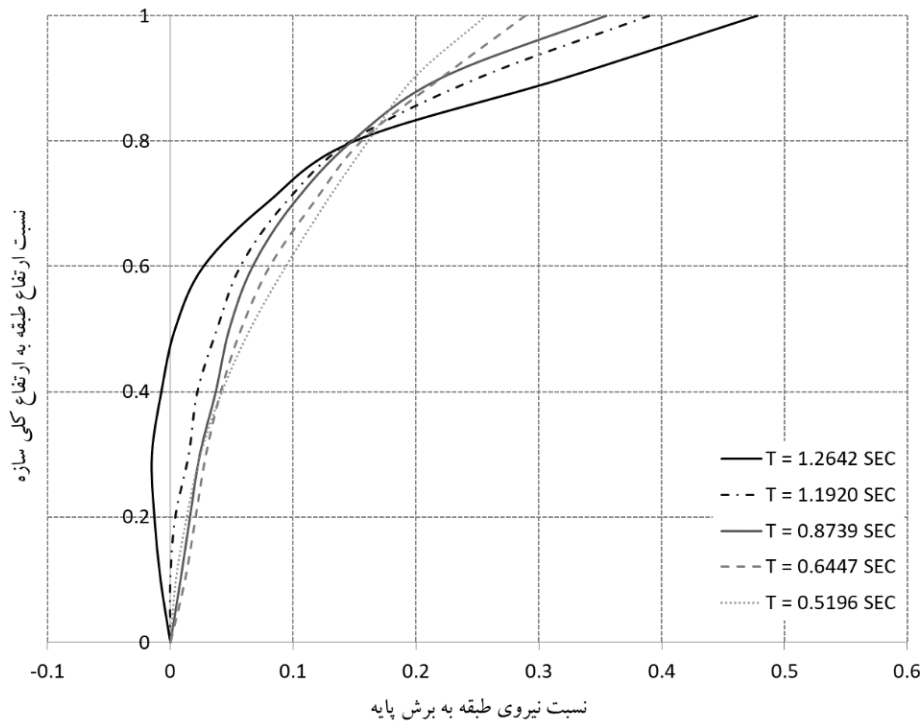
الگو و برازش تابع آن به شرح زیر است:

- تحلیل و طراحی کلیه سازه‌های تشکیل دهنده جامعه آماری طبق روش‌های مرسوم آئین‌نامه‌ای و فرضیات شرح داده شده در بخش (۳-۱).
- محاسبه پاسخ سازه‌ها در شرایط مورد نظر (در حالت حداکثر جابجایی بام برابر با جابجایی هدف)، در برابر نیروی زلزله‌های جدول ۲ با استفاده از تحلیل دینامیکی خطی.
- تعیین میانگین جبری پاسخ‌های به دست آمده (جابجایی نسبی طبقات) تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف برای هر سازه (دوره تناوب).
- محاسبه نیروی استاتیکی معادل طبقات با استفاده از رابطه (۱۰) بر اساس پاسخ میانگین حاصل از گام قبل.
- در نظر گرفتن ارتفاع نسبی تراز هر طبقه (نسبت ارتفاع تراز طبقه

در این مطالعه ۲۰ شتاب‌نگاشت از مجموعه رکوردهای زلزله پیشنهادی FEMA۴۴۰ و متناسب با ساختگاه سازه‌های در نظر گرفته شده که خاک نوع ۲ ( $0.5 \leq V_s \leq 750 \text{ m/s}$ ) می‌باشد، در نظر گرفته شدند. این شتاب‌نگاشت‌ها، دور از گسل، با بزرگای محلی بیش از ۶ ریشتر می‌باشند و ماکزیمم شتاب زمین برای این رکوردها بین  $0.05 \text{ g}$  تا  $1 \text{ g}$  می‌باشند (جدول ۲).

۳-۲- استخراج الگوی بارگذاری و برازش تابع

استخراج الگوی بارگذاری اصلاح شده بر اساس نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی سازه‌های مختلف تحت چندین شتاب‌نگاشت زلزله که خصوصیات آن‌ها در بخش قبل تشریح گردید، انجام می‌پذیرد. خلاصه مراحل استخراج



شکل ۱. منحنی های توزیع نیروی جانبی در ارتفاع نسبی برای ۵ دوره تناوب

Fig. 1. The lateral load distribution curves in the relative height for five periods

بوده و در واقع با افزایش در راستای این محور (همسان با افزایش ارتفاع) سرعت این روند افزایشی، بیشتر می‌شود. بنابراین با افزایش تعداد طبقات سازه (که در سازه‌های متقارن در توزیع وزن، اغلب همراه با افزایش دوره تناوب سازه نیز است)، نیروها به سمت طبقات فوقانی سازه متمایل می‌شوند. توجه این تمایل را تاثیر بیشتر دوره تناوب سایر مودها در این سازه‌ها می‌توان دانست. نکته دیگری که در این نمودارها مشاهده می‌شود این است که بر خلاف اغلب روابط پیشنهاد شده، جهت نیروی زلزله در حالت استاتیکی، در کلیه طبقات سازه یکسان نمی‌باشد. یعنی در برخی دوره تناوب‌ها نیروها، در طبقات بالا به طرف راست و در طبقات پائین به طرف چپ (در خلاف جهت نیروهای طبقات بالا) اعمال می‌شوند. این مطلب می‌تواند در طراحی سازه‌ها موثر باشد اما در روابط آئین‌نامه‌ای پیش‌بینی نشده است. پس از طی مراحل فوق، اکنون نموداری موجود است که حاوی اطلاعات و مفاهیم مفیدی است، اما این منحنی‌ها قابل استفاده در طراحی سازه‌ها نمی‌باشد. بنابراین در مرحله بعد این نمودار به فرم کاربردی‌تری تغییر داده شود.

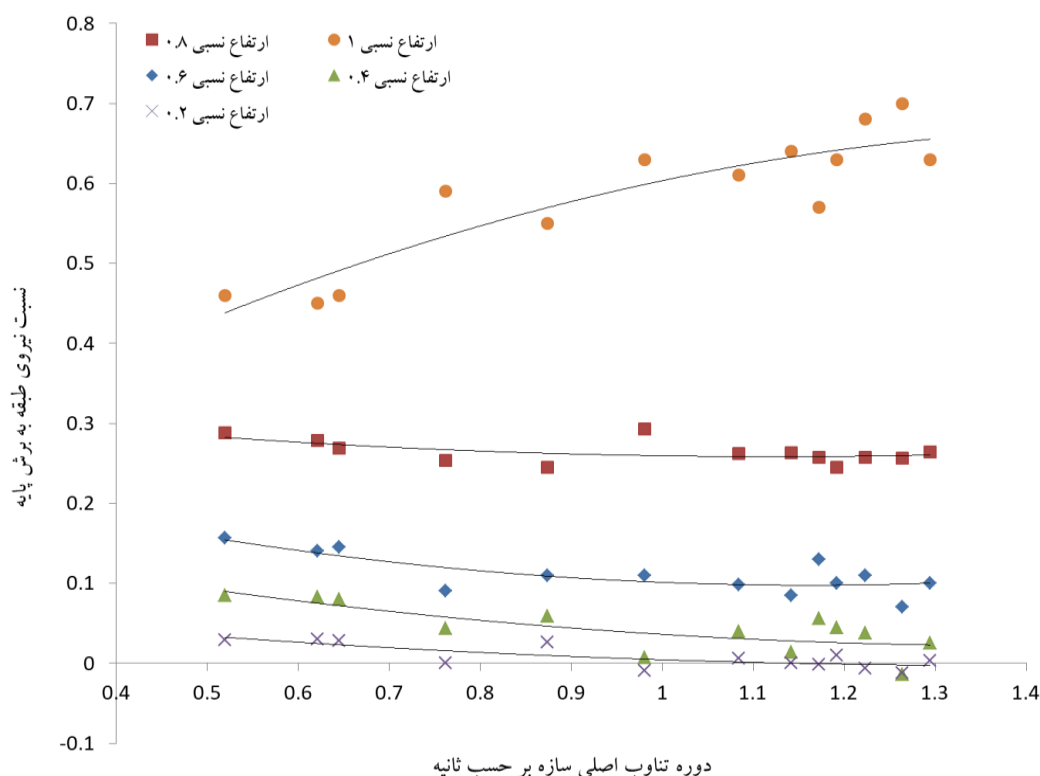
به ارتفاع کل سازه) به عنوان متغیر مستقل و نیروی متناظر با تراز هر طبقه به عنوان متغیر وابسته برای تعیین تابع توزیع نیرو در ارتفاع سازه.

● برازش مناسب‌ترین تابع برحسب متغیرهای بیان شده در گام قبل و از درجه مناسب با خطای قابل قبول و قرار دادن دوره تناوب اصلی هر توزیع به عنوان شاخص تابع متناظر با آن.

مراحل مختلف استخراج الگو شامل تحلیل دینامیکی، استاتیکی و ... با یک برنامه رایانه‌ای تهیه شده در محیط نرم‌افزار MATLAB به صورت خودکار انجام می‌شود. در صورتی که مراحل فوق انجام پذیرد و تمامی توابع بر روی یک دستگاه مختصات رسم شود شکل ۱ به دست می‌آید.

در شکل ۱، هر منحنی برای یک دوره تناوب مشخص رسم شده است. گراف شکل ۱ علاوه بر نمایش توزیع نیروی جانبی در ارتفاع سازه در واقع نمایش دهنده تاثیر دوره تناوب بر این توزیع نیز می‌باشد. شکل کلی همه منحنی‌ها نزدیک به یکدیگر است، نیروی جانبی در طبقات پائین کم و با افزایش ارتفاع افزایش می‌یابد. چنانچه پیش‌تر اشاره شد این الگو بسیار متاثر از مود ارتعاشی اول (اصلی) سازه است. تقعر آن‌ها نسبت به محور  $Y$  مثبت





شکل ۲. گراف نهائی به منظور محاسبه توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

Fig. 2. A graph for acquiring the lateral force distribution along the height of building

• دوره تناوب پایه را روی محور افقی یافته و از آن نقطه در راستای قائم، خطی ترسیم شود.

• محل تقاطع این خط با هر یک از منحنی‌های گراف و امتداد این نقاط تقاطع برای قطع محور قائم منحنی، مقدار نیروی نسبی را در ارتفاع مورد نظر نشان خواهد داد.

روابط هر یک از منحنی‌ها در جدول ۳ نشان داده شده و مقدار نیرو در هر ارتفاع با استفاده از این روابط قابل محاسبه است.

در جدول ۳، منظور از ارتفاع نسبی، نسبت ارتفاع تراز هر طبقه به ارتفاع کل سازه، متغیر X دوره تناوب سازه و متغیر Y ضریب نیروی جانبی طبقات می‌باشد. مقدار نیرو در دیگر ارتفاع‌ها که منحنی و روابط مربوط به آن‌ها موجود نیست از طریق درون‌یابی غیرخطی محاسبه می‌شود. این گراف برای ۵ بازه ارتفاع نسبی، و محدوده دوره تناوب ۰/۵ تا ۱/۳ رسم گردیده است. ملاحظه می‌شود که منحنی متناظر با نیرو در بالاترین ارتفاع (ارتفاع نسبی برابر یک) با افزایش دوره تناوب سازه افزایش می‌یابد، در حالی که

### ۳-۳- ارائه گراف کاربردی محاسبه الگوی بارگذاری

پس از تعیین توابع توزیع نیرو در ارتفاع سازه برای هر دوره تناوب، جهت ارائه‌ی یک گراف کاربردی، منحنی توابع نسبت نیروی طبقه به برش پایه، برحسب دوره تناوب اصلی برای مقادیر مختلف ارتفاع نسبی، برازش می‌شوند. این گراف در شکل ۲ نشان داده شده است. همانطور که در شکل ۲ ملاحظه می‌شود، محور افقی نمودار، دوره تناوب سازه و محور قائم توزیع نسبی نیرو است. برای استفاده از این گراف به منظور تحلیل، مراحل زیر باید به ترتیب انجام شود:

- ارتفاع نسبی هر یک از گره‌هایی که نیروی جانبی باید به آن‌ها وارد شود نسبت به ارتفاع کل سازه محاسبه شود.
- دوره تناوب سازه از یکی از روش‌های تحلیلی مورد تأیید محاسبه گردد، در این زمینه لازم است ضوابط مورد نظر در آئین‌نامه‌ها مورد توجه قرار گیرد (دوره‌ی تناوب تحلیلی باید از ۱/۲۵ دوره تناوب تجربی کمتر باشد؛ در غیر این صورت برابر ۱/۲۵ دوره تناوب تجربی در نظر گرفته می‌شود).

جدول ۳. توابع برازش بر اساس دوره تناوب

Table.3 the relations based on the main period

ارتفاع نسبی	تابع برازش داده شده
۱	$Y = -0.216x^2 + 0.672x + 0.147$
۰/۸	$Y = 0.065x^2 - 0.146x + 0.341$
۰/۶	$Y = 0.138x^2 - 0.32x + 0.283$
۰/۴	$Y = 0.0856x^2 - 0.2417x + 0.192$
۰/۲	$Y = 0.045x^2 - 0.127x + 0.086$

چهارده رکورد زلزله انتخاب شده از مرجع [۳۷] مطابق با جدول ۴ مقایسه شده‌اند. این رکوردها مطابق با دستورالعمل استاندارد ۲۸۰۰ به گونه‌ای اسکیل شده‌اند که طیف میانگین آن‌ها کمترین اختلاف را با طیف طرح در بازه ۰/۲ تا ۱/۵ برابر دوره تناوب قاب‌های انتخابی داشته باشند. فرضیات مورد استفاده بر طبق بخش (۳-۱) می‌باشد. نمونه‌های مورد بررسی سه سازه ۵، ۱۰ و ۱۴ طبقه با مشخصات مندرج در جدول ۵ است. همچنین با توجه به اینکه رفتار سازه‌ها در این مطالعه الاستیک فرض شده است، به جهت قابل مقایسه نمودن پاسخ به دست آمده از تحلیل دینامیکی و استاتیکی مقدار ۰/۵ درصد به عنوان زاویه‌ی جابجایی نسبی کلی<sup>۱</sup> (میانگین طبقات) در نظر گرفته شده است. مقایسه نسبت جابجایی نسبی قاب‌های دارای تعداد طبقات ۳ متر در نقطه هدف در شکل ۳ نشان داده شده است. ضمناً در ادامه دو سازه ۷ و ۱۲ طبقه، یک بار با ارتفاع طبقات ۲/۵ متر و مجدداً با ارتفاع طبقات ۳/۵ متر (مشخصات مندرج در جدول ۵)، به منظور صحت‌سنجی روابط ارائه شده در جدول ۳، تحلیل شدند که نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی و الگوی پیشنهاد شده در این تحقیق، در جدول ۶ مقایسه شده‌اند.

همانطور که در شکل ۳ مشاهده می‌شود توزیع تغییر مکان نسبی طبقات سازه‌ها تحت نیروی استاتیکی معادل طبق الگوی ارائه شده توسط دو آئین‌نامه، نزدیک به یکدیگر بوده ولی منطبق بر تغییر مکان نسبی حاصل از تحلیل دینامیکی نیست. از طرف دیگر توزیع تغییر مکان نسبی طبقات سازه‌های مورد بررسی تحت الگوی استاتیکی پیشنهادی، به نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی نزدیک بوده و به طور موثر توانسته است رفتار سازه را تحت بار دینامیکی پیش‌بینی نماید. با بررسی خطاهای روش‌های مختلف نسبت به پاسخ دینامیکی میانگین مطابق شکل ۳، مشاهده می‌شود که الگوی

منحنی‌های متناظر با دیگر ارتفاعات نسبی همواره روند کاهشی دارند. تاثیر موده‌های ارتعاشی بالاتر شاید دلیل موضوع بیان شده و نیز دلیلی بر صحت مطالعه باشد. به این معنی که با افزایش دوره تناوب سازه، درصد بیشتری از برش پایه به بالاترین ارتفاع اختصاص می‌یابد. همانطور که در شکل ۲ مشاهده می‌شود برای برخی دوره تناوب‌ها، نیروی منفی (به طرف چپ) در طبقات پایین وجود دارد که نشان دهنده اصلاح جهت نیروی زلزله در برخی از طبقات است. این در حالی است که در آئین‌نامه‌های لرزه‌ای جهت نیروهای استاتیکی در کلیه‌ی طبقات یکسان در نظر گرفته می‌شود. لذا امکان ایجاد نیروها با جهات مختلف از مزایای روش پیشنهادی نسبت به تحقیقات مشابه است که می‌تواند نتایج تحلیل استاتیکی را به نتایج تحلیل دینامیکی نزدیک نماید. در برازش منحنی‌های بخش قبل (۳-۲) از توابع چند جمله‌ای درجه ۴ بدون عرض از مبدا استفاده شد، که برای تعداد نقاط مورد نظر از دقت عملکردی بالایی برخوردار بود. منحنی‌های مورد نیاز جهت استفاده در گراف نهائی (بخش ۳-۳) لازم است جهت کاربرد عملی، ساده‌تر باشد. همچنین باید قابلیت درون‌یابی بین منحنی‌های تراز نسبی (قائم) و نیز برون‌یابی خارج از محدوده دوره تناوب موجود (افقی) را داشته باشد. به این دلیل در این بخش از چند جمله‌ای‌های درجه ۲ به منظور برازش استفاده شده است.

۴- صحت‌سنجی نتایج حاصل از الگوی بارگذاری پیشنهادی

به منظور بررسی دقت و کارایی روش پیشنهادی، سه سازه توسط الگوی بارگذاری جانبی ارائه شده در این مطالعه و دو آئین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۶] و دستورالعمل FEMA-۳۵۶ [۲]، تحلیل شده است. سپس پاسخ‌های حاصل از الگوی بارگذاری توسعه یافته در این تحقیق و الگوهای بارگذاری پیشنهادی دو آئین‌نامه مذکور با پاسخ میانگین

1 Overall Drift (OD)

جدول ۴. مشخصات زلزله‌های انتخاب شده

Table 4. The seismic ground motions properties

شماره	رکورد	ایستگاه	سرعت موج برشی	بزرگای زلزله
۱	Morgan Hill	Gilroy Array #3	۳۴۹/۸۵	۶/۱۹
۲	Morgan Hill	San Justo Dam (L Abut)	۵۴۳/۶۳	۶/۱۹
۳	Sierra Madre	LA - City Terrace	۳۶۵/۲۲	۵/۶۱
۴	Kern County	Taft Lincoln School	۳۸۵/۴۳	۷/۳۶
۵	Manjil_ Iran	Abbar	۷۲۳/۹۵	۷/۳۷
۶	Tabas_ Iran	Dayhook	۴۷۱/۵۳	۷/۳۵
۷	Northridge	LA - Chalon Rd	۷۴۰/۰۵	۶/۶۹
۸	Northridge	N Hollywood - Coldwater Can	۳۲۶/۴۷	۶/۶۹
۹	Northridge	La Crescenta - New York	۷۴۰	۶/۶۹
۱۰	Northridge	Arcadia - Campus Dr	۳۶۷/۵۳	۶/۶۹
۱۱	Northridge	Alhambra - Fremont School	۵۴۹/۷۵	۶/۶۹
۱۲	Northridge	Arcadia - Campus Dr	۳۶۷/۵۳	۶/۶۹
۱۳	San Fernando	Pasadena - CIT Athenaeum	۴۱۵/۱۳	۶/۶۱
۱۴	Hector Mine	Twentynine Palms	۶۳۵/۰۱	۷/۱۳

جدول ۵. سختی طبقات در قاب‌های بررسی شده (Kgf-cm)

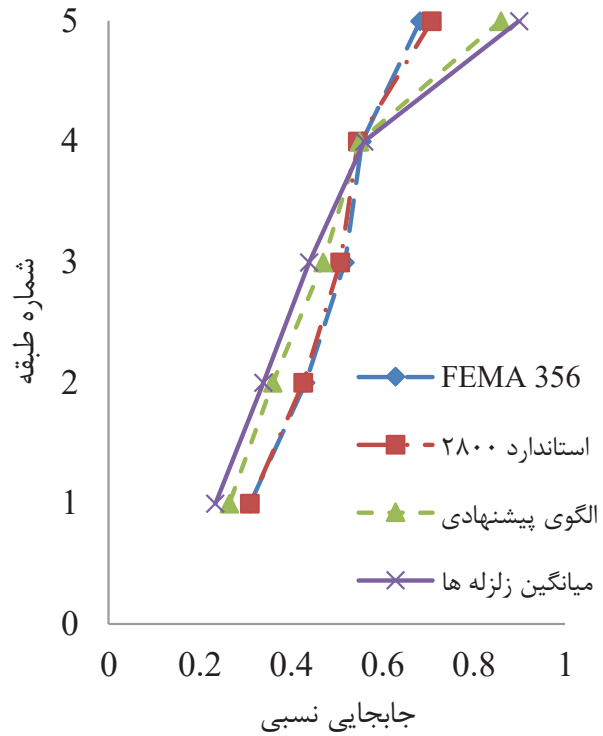
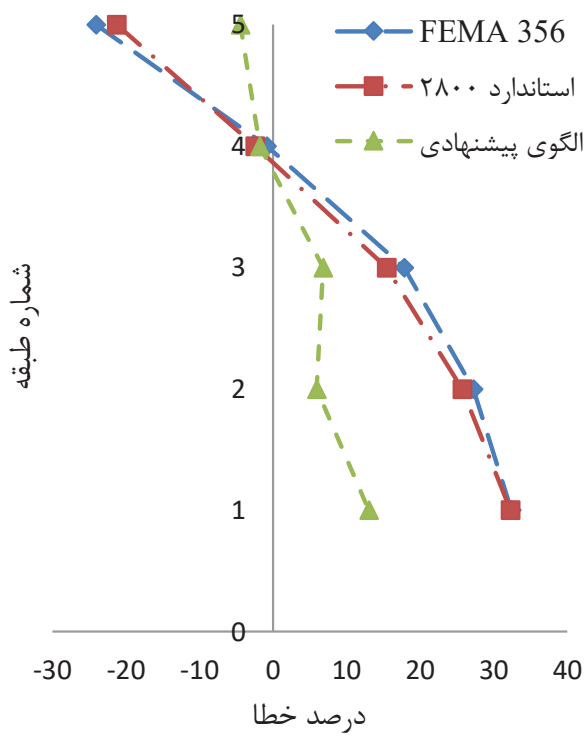
Table 5. Stiffness of stories in the considered frames (Kgf-cm)

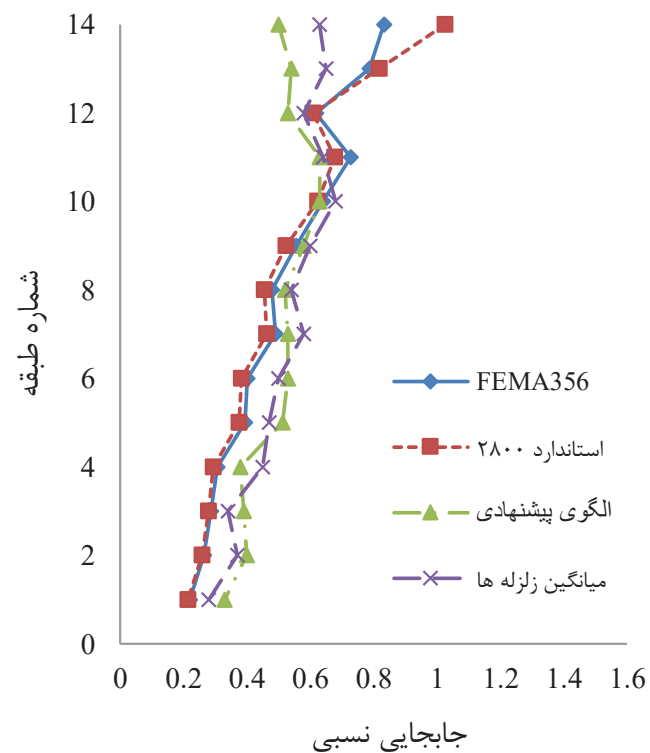
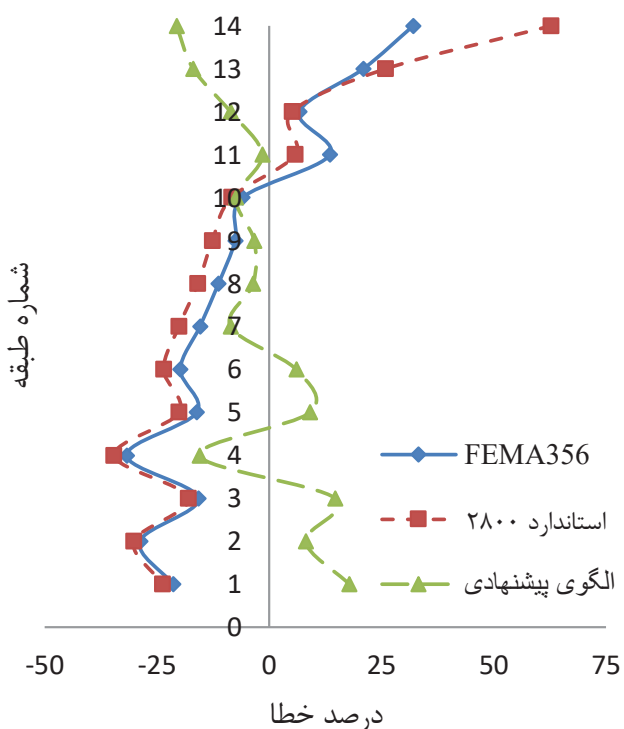
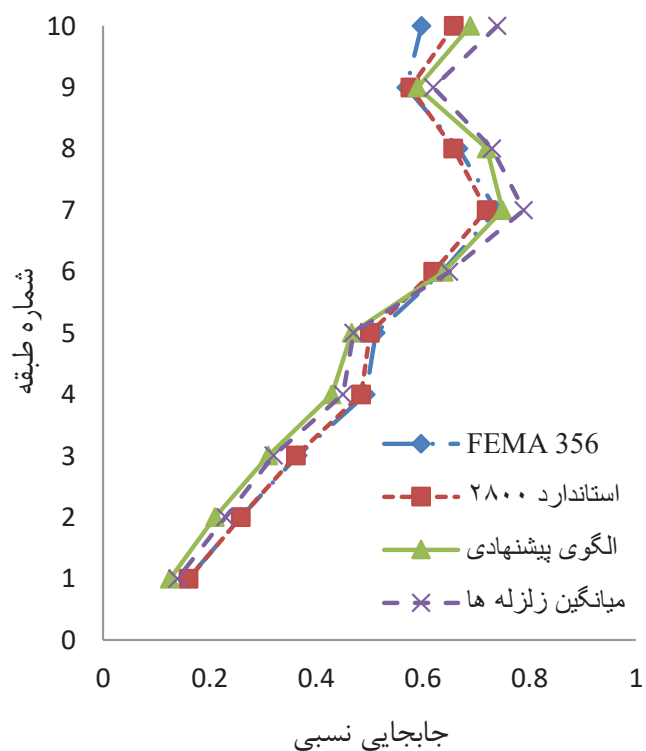
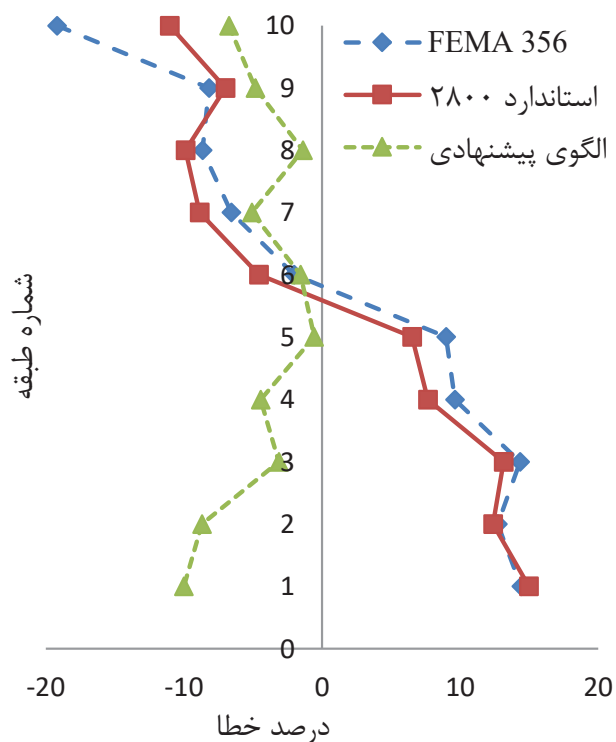
شماره طبقه	قاب ۵ طبقه	قاب ۱۰ طبقه	قاب ۱۴ طبقه	قاب ۷ طبقه	قاب ۱۲ طبقه	قاب ۷ طبقه	قاب ۱۲ طبقه
				(ارتفاع طبقات (۲/۵)	(ارتفاع طبقات (۲/۵)	(ارتفاع طبقات (۳/۵)	(ارتفاع طبقات (۳/۵)
۱	۱۰۸۰۸	۲۱۹۷۰/۶۷	۱۲۵۹۶۳	۶۲۸۰	۱۴۳۷۰	۳۹۱۰	۸۹۳۷
۲	۷۲۶۵/۰۷	۲۱۹۷۰/۶۷	۱۲۵۹۶۳	۶۲۸۰	۹۶۶۰	۳۹۱۰	۶۰۰۰
۳	۵۱۷۴/۴	۱۵۵۹۷/۸۷	۱۲۵۹۶۳	۳۸۱۰	۹۶۶۰	۲۳۶۶	۶۰۰۰
۴	۳۶۲۶/۹۳	۱۵۵۹۷/۸۷	۱۲۵۹۶۳	۳۸۱۰	۹۶۶۰	۲۳۶۶	۶۰۰۰
۵	۱۶۲۲/۱۳	۱۰۸۰۸	۸۶۳۵۲	۲۱۸۰	۶۲۸۰	۱۳۵۵	۳۹۱۰
۶		۱۰۸۰۸	۸۶۳۵۲	۲۱۸۰	۶۲۸۰	۱۳۵۵	۳۹۱۰
۷		۷۲۶۵/۰۷	۶۰۷۴۱/۳	۱۱۳۵	۶۲۸۰	۷۱۰	۳۹۱۰
۸		۵۱۷۴/۴	۶۰۷۴۱/۳		۳۸۱۰		۲۳۷۰
۹		۳۶۲۶/۹۳	۴۳۹۸۰/۸		۳۸۱۰		۲۳۷۰
۱۰		۱۶۲۲/۱۳	۳۱۱۹۵/۷		۲۱۸۰		۱۳۶۰
۱۱		۱۶۲۲/۱۳	۲۱۶۱۶		۱۱۳۵		۷۱۰
۱۲			۲۱۶۱۶		۱۱۳۵		۷۱۰
۱۳			۱۰۳۴۸/۸				
۱۴			۴۹۱۶/۸				

جدول ۶. مقادیر جابجایی نسبی برای قاب های ۷ و ۱۲ طبقه

Table 6. Inter-story drifts for 7- and 12-story frames

شماره طبقه	قاب ۱۲ طبقه				قاب ۷ طبقه			
	ارتفاع طبقات ۲/۵ متر		ارتفاع طبقات ۳/۵ متر		ارتفاع طبقات ۲/۵ متر		ارتفاع طبقات ۳/۵ متر	
	میانگین دینامیکی	الگوی بار پیشنهادی	میانگین دینامیکی	الگوی بار پیشنهادی	میانگین دینامیکی	الگوی بار پیشنهادی	میانگین دینامیکی	الگوی بار پیشنهادی
۱	۰/۱۰	۰/۱۲	۰/۱۱	۰/۱۳	۰/۱۲	۰/۱۴	۰/۱۶	۰/۱۷
۲	۰/۱۴	۰/۱۷	۰/۱۶	۰/۱۹	۰/۲۱	۰/۲۶	۰/۲۸	۰/۳۳
۳	۰/۲۴	۰/۲۰	۰/۲۶	۰/۲۳	۰/۳۰	۰/۳۳	۰/۳۹	۰/۴۵
۴	۰/۳۱	۰/۲۸	۰/۳۷	۰/۳۱	۰/۳۹	۰/۴۰	۰/۵۱	۰/۵۵
۵	۰/۴۰	۰/۳۵	۰/۴۴	۰/۴۰	۰/۴۹	۰/۴۷	۰/۶۴	۰/۶۳
۶	۰/۴۲	۰/۴۱	۰/۵۳	۰/۵۳	۰/۵۸۴	۰/۵۳	۰/۷۶	۰/۷۲
۷	۰/۵۰	۰/۴۵	۰/۶۳	۰/۶۰	۰/۶۳۸	۰/۵۸	۰/۸۳	۰/۸۰
۸	۰/۵۴	۰/۵۰	۰/۷۲	۰/۷۵				
۹	۰/۶۰	۰/۵۶	۰/۸۴	۰/۸۰				
۱۰	۰/۴۳	۰/۴۱	۰/۵۹	۰/۵۷				
۱۱	۰/۴۸	۰/۴۲	۰/۶۷	۰/۶۱				
۱۲	۰/۵۸	۰/۴۶	۰/۷۳	۰/۶۵				





شکل ۳. توزیع نسبت جابجایی نسبی طبقات به ازای  $OD = 0.5\%$  و درصد خطای الگوهای مختلف در تخمین آن برای سازه های الف) ۵ طبقه ب) ۱۰ طبقه و پ) ۱۴ طبقه

Fig. 3. Inter-story drifts distribution in the overall drift 0.5% and the errors (%) of different lateral load patterns for a) 5-story frame b) 10-story frame and c) 14-story frame

پیشنهادی این تحقیق دارای خطای کم و عملکرد مناسبی است. در مورد سازه ۵ طبقه، همانطور که مشاهده می‌شود، حداکثر جابجایی نسبی در تحلیل دینامیکی، مربوط به طبقه‌ی بام و حدود  $0/9$  می‌باشد. الگوی پیشنهاد شده در این تحقیق، حداکثر جابجایی نسبی را حدود  $0/86$  پیش‌بینی کرده است که خطایی در حدود ۵ درصد نسبت به نتایج تحلیل دینامیکی دارد. برای همین سازه و در طبقه‌ی بام، آیین‌نامه ۲۸۰۰ و FEMA356، جابجایی بام را با خطایی حدود ۲۱ و ۲۵ درصد محاسبه نموده‌اند. برای هر سه الگوی بار جانبی استاتیکی بررسی شده، حداکثر خطای مشاهده شده برای قاب ۵ طبقه، مربوط به طبقه اول می‌باشد که برای الگوی پیشنهادی این مطالعه حدود ۱۳ درصد و برای آیین‌نامه ۲۸۰۰ و FEMA356، حدود ۳۲ درصد است. برای این قاب، میانگین خطای الگوی پیشنهادی حدود ۷ درصد و برای آیین‌نامه ۲۸۰۰ و FEMA356 حدود ۲۰ درصد می‌باشد. برای قاب ۱۰ طبقه، حداکثر جابجایی نسبی تحت تحریک دینامیکی زلزله‌ها مربوط به طبقات ۷ و ۱۰ می‌باشد که حدود  $0/8$  می‌باشد. الگوی پیشنهاد شده در این تحقیق، حداکثر جابجایی نسبی را در طبقه هفتم و حدود  $0/75$  پیش‌بینی کرده است که خطایی در حدود ۵ درصد نسبت به نتایج تحلیل دینامیکی دارد. مشاهده می‌گردد آیین‌نامه ۲۸۰۰ و FEMA356، جابجایی حداکثر را در طبقه هفتم و با خطایی حدود ۸ درصد پیش‌بینی نموده‌اند. برای این قاب، طبقه بام نیز دارای جابجایی نسبی‌ای در حدود طبقه هفتم است که آیین‌نامه ۲۸۰۰ و FEMA356، جابجایی نسبی این طبقه را با خطایی حدود ۱۲ و ۲۰ درصد محاسبه کرده‌اند؛ در حالی که خطای ناشی از الگوی پیشنهادی در حدود ۷ درصد است. برای الگوی بار جانبی پیشنهادی این مطالعه و آیین‌نامه ۲۸۰۰، حداکثر خطای مشاهده شده مربوط به طبقه اول و به ترتیب ۱۰ و ۱۵ درصد است؛ در حالی که برای FEMA356 حداکثر خطا مربوط به طبقه‌ی بام و حدود ۲۰ درصد می‌باشد. برای این قاب، میانگین خطای الگوی پیشنهادی حدود ۵ درصد و برای آیین‌نامه ۲۸۰۰ و FEMA356 حدود ۱۰ درصد می‌باشد. در مورد سازه ۱۴ طبقه، همانطور که مشاهده می‌شود، حداکثر جابجایی نسبی در تحلیل دینامیکی، مربوط به طبقه‌ی دهم و حدود  $0/68$  می‌باشد. الگوی پیشنهاد شده در این تحقیق، حداکثر جابجایی نسبی را در طبقه دهم و حدود  $0/63$  پیش‌بینی کرده است که خطایی در حدود ۷ درصد نسبت به نتایج تحلیل دینامیکی دارد. آنچه در مورد این قاب مشخص است، الگوی توزیع جابجایی نسبی در ارتفاع قاب برای الگوی بار جانبی پیشنهادی این تحقیق، سازگار با نتایج تحلیل دینامیکی است؛ در حالی که برای آیین‌نامه ۲۸۰۰ و FEMA356 اینگونه نیست. علت این موضوع را

می‌توان مربوط به اثر مودهای بالاتر در پاسخ‌های دینامیکی قاب‌های بلندتر دانست. آیین‌نامه ۲۸۰۰، حداکثر جابجایی نسبی این قاب را در طبقه بام و حدود ۱ پیش‌بینی می‌کند که نسبت به نتایج تحلیل دینامیکی در همین طبقه، خطایی حدود ۸۵ درصد دارد. در مورد الگوی بار جانبی FEMA356، جابجایی بام حدود  $0/83$  محاسبه شده که خطایی حدود ۵۰ درصد نسبت به نتایج تحلیل دینامیکی در همین طبقه دارد. اگر چه حداکثر خطای محاسبه شده برای آیین‌نامه ۲۸۰۰ و FEMA356 مربوط به طبقه بام می‌باشد، برای الگوی پیشنهادی این مطالعه مربوط به طبقه اول و حدود ۲۰ درصد می‌باشد. میانگین خطا برای الگوی پیشنهادی این مطالعه حدود ۱۰ درصد و برای آیین‌نامه ۲۸۰۰ و FEMA356، حدود ۲۴ و ۲۰ درصد است. ملاحظه می‌شود که در کلیه‌ی سازه‌های مورد بررسی، الگوی پیشنهادی تحقیق، دارای خطای ناچیزی در مقایسه با الگوهای آیین‌نامه‌ها می‌باشد. همچنین مشاهده می‌شود که الگوهای متعارف آیین‌نامه‌ای، علی‌رغم تصحیح و بالا بردن دقت تخمین پاسخ در طبقات فوقانی (اثرات اعمال نیروی شلاقی)، در طبقات پائینی سازه‌ها دچار ضعف می‌باشند. از این رو به نظر می‌رسد روش و الگوی پیشنهادی در برطرف نمودن این نارسائی تحلیل استاتیکی معادل با الگوهای رایج، می‌تواند بسیار موثر باشد. در حالت کلی می‌توان نتیجه‌گیری نمود که الگوی پیشنهادی دارای خطای کم و عملکرد مناسب‌تری نسبت به الگوی بارگذاری ارائه شده در مراجع [۶ و ۲] می‌باشد. مقایسه‌ی مقادیر جابجایی نسبی حاصل از تحلیل دینامیکی و روش پیشنهادی برای قاب‌های ۷ و ۱۲ طبقه (جدول ۵) نشان می‌دهد که حداکثر خطای روش پیشنهادی برای قاب ۷ طبقه با ارتفاع طبقات  $2/5$  و  $3/5$  به ترتیب حدود ۲۰ و ۱۷ درصد و مربوط به طبقه دوم است. برای قاب ۷ طبقه، ماکزیمم جابجایی نسبی مربوط به بام می‌باشد که روش پیشنهادی توانسته است با خطایی حدود ۹ و ۴ درصد، مقدار جابجایی نسبی را محاسبه نماید. میانگین خطای روش پیشنهادی برای قاب ۷ طبقه با ارتفاع طبقات  $2/5$  و  $3/5$  حدود ۱۰ و ۸ درصد است. حداکثر خطای روش پیشنهادی برای قاب ۱۲ طبقه با ارتفاع طبقات  $2/5$  و  $3/5$  به ترتیب حدود ۲۱ و ۱۹ درصد و مربوط به طبقات اول و دوم است. برای قاب ۱۲ طبقه، ماکزیمم جابجایی نسبی مربوط به طبقه نهم می‌باشد که روش پیشنهادی توانسته است با خطایی حدود ۷ و ۵ درصد، مقدار جابجایی نسبی را پیش‌بینی کند. میانگین خطای روش پیشنهادی برای قاب ۱۲ طبقه با ارتفاع طبقات  $2/5$  و  $3/5$  حدود ۱۲ و ۱۰ درصد است. نتایج بررسی این قاب‌ها، عملکرد مطلوب روش پیشنهادی را نشان می‌دهد.



## ۵- نتیجه گیری

در این تحقیق، یک الگوی بار جانبی اصلاح شده، جهت بهبود دقت تحلیل استاتیکی خطی ارائه شد. به این منظور میانگین پاسخ سازه در زلزله‌های انتخابی از تحلیل دینامیکی به دست آمد و الگوی بارگذاری متناظر با آن، توسط توابی بر اساس ارتفاع طبقات توسعه یافت. در روش پیشنهادی، با به کار گرفتن گراف‌هایی جهت محاسبه نیروها، از پیچیده‌تر شدن محاسبات این روش جلوگیری شده است. در الگوی بار جانبی پیشنهادی، دقت تخمین پاسخ طبقات افزایش یافته و نیز اثرات مودهای بالاتر بر مینای توزیع اینرسی در ارتفاع سازه، تحت تحلیل دینامیکی لحاظ گردید. در روش توسعه یافته، ضعف موجود در آئین‌نامه‌ها در مورد هم جهت بودن کلیه نیروهای طبقات در روش استاتیکی معادل، برطرف گشته و امکان وجود نیروها با جهات مختلف در طبقات، برای برخی دوره تناوب‌ها وجود دارد. دقت روش پیشنهادی بر روی سه سازه با دوره تناوب‌های متفاوت و با تعداد طبقات ۵، ۱۰ و ۱۴ در مقایسه با دو الگوی پیشنهادی آئین‌نامه‌ای مورد ارزیابی (استاندارد ۲۸۰۰ و FEMA ۳۵۶) قرار گرفت. نتایج حاصل نشان می‌دهد که دقت الگوی پیشنهادی در برآورد نسبت جابجایی نسبی طبقات، بسیار بالاتر از الگوهای آئین‌نامه‌های لرزه‌ای مانند استاندارد ۲۸۰۰ و FEMA ۳۵۶ است. همچنین این روش توانسته به طور موثر رفتار سازه را تحت تحریک دینامیکی پیش‌بینی نماید.

## منابع

- Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, (1995).
- [5] U.B. Code, International building code, International Code Council, USA, (1997).
- [6] BHRC, Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings: Standard No. 2800 ,4th Edition, Building and Housing Research Center, ( 2015).
- [7] H. Moghaddam, Earthquake engineering: theory and application, Tehran: Farahang, (2002).
- [8] A.K. Chopra, Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall, Inc., Upper Saddle River, NJ,(1995).
- [9] G.C. Hart, EARTHQUAKE FORCES FOR THE LATERAL FORCE CODE, Struct. Design Tall Build. 9(2000) 49-64.
- [10] P. Wenshen, L. Zu-Hsu, L. Anson, A comparative study of seismic provisions between International Building Code 2003 and Uniform Building Code 1997, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 5(1) 49-60 (2006).
- [11] B, Esmacil zade hakimi, Optimum distribution of the lateral resistance factors for structures with elastic perfectly plastic behavior subjected to earthquakes, Ph. D. Dissertation, Civil Engineering Department, Sharif University of Technology, Tehran, Iran (in Persian), 1996.
- [12] R, K. Mohammadi, The influence of the distribution of structures' shear resistance factors on decreasing the imposed damage of earthquakes, Ph. D. Dissertation, Civil Engineering Department, Sharif University of Technology, Tehran, Iran (in Persian), 2005.
- [13] R.K. Mohammadi, M. El Naggar, H. Moghaddam, Optimum strength distribution for seismic resistant shear buildings, International Journal of Solids and Structures, 41(22-23) (2004) 6597-6612.
- [14] R.K. Mohammadi, M.H. EL NAGGAR, Modifications on equivalent lateral force method, in: 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004, pp. 1-6.
- [1] B. NEHRP, Recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings, Washington, DC: Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency.(1994).
- [2] F.E. FEMA 356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA Publication No, 356 (2000).
- [3] A.T. Council, S.E.A.o. California, Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings: A Cooperative Effort with the Design Professions, Building Code Interests, and the Research Community, Department of Commerce, National Bureau of Standards, (1978).
- [4] S.V. Committee, Performance-based seismic engineering,

- Engineering, 137 (2020) 106287.
- [25] J. Bai, H. Chen, J. Jia, B. Sun, S. Jin, New lateral load distribution pattern for seismic design of deteriorating shear buildings considering soil-structure interaction, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 139 (2020) 106344.
- [26] M. Bhandari, S. Bharti, M. Shrimali, T. Datta, Assessment of proposed lateral load patterns in pushover analysis for base-isolated frames, *Engineering Structures*, 175 (2018) 531-548.
- [27] H. Zhang, M. Lian, M. Su, Q. Cheng, Lateral force distribution in the inelastic state for seismic design of high-strength steel framed-tube structures with shear links, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 29(17) (2020) e1801.
- [28] A. Habibi, H. Saffari, M. Izadpanah, Optimal lateral load pattern for pushover analysis of building structures, *Steel Compos. Struct*, 32(1) (2019) 67-77.
- [29] C. Chrysanthakopoulos, N. Bazeos, D. Beskos, Approximate formulae for natural periods of plane steel frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 62(6) (2006) 592-604.
- [30] X. Cheng, T. Wang, J. Zhang, Z. Liu, W. Cheng, Finite element analysis of cyclic lateral responses for large diameter monopiles in clays under different loading patterns, *Computers and Geotechnics*, 134 (2021) 104104.
- [31] M. Guan, W. Liu, H. Du, J. Cui, J. Wang, Combination model for conventional pushover analysis considering higher mode vibration effects, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 28(12) (2019) e1625.
- [32] I. Hajirasouliha, H. Moghaddam, New lateral force distribution for seismic design of structures, *Journal of Structural Engineering*, 135(8) (2009) 906-915.
- [33] Z. Chen, Y.H. Chui, C. Ni, G. Doudak, M. Mohammad, Load distribution in timber structures consisting of multiple lateral load resisting elements with different stiffnesses, *Journal of Performance of Constructed*
- [15] I. Hajirasouliha, The Effect of the Distribution of Seismic Resistant Factors on the Performance of Structure, Ph. D. Dissertation, Civil Engineering Department, Sharif University of Technology, Tehran, Iran (in Persian), 2005.
- [16] H. Moghaddam, I. Hajirasouliha, A new approach for optimum design of structures under dynamic excitation. *Building and housing*, 5(1-2) (2004) .
- [17] H. Moghaddam, I. Hajirasouliha, Toward more rational criteria for determination of design earthquake forces, *International Journal of Solids and Structures*, 43(9) (2006) 2631-2645.
- [18] A. Habibi, Optimal seismic performance based design of 2D reinforced concrete frames, Doctoral dissertation, Tarbiat Modarres University, Tehran, Iran, (in Persian), 2008.
- [19] M. Hosseini, A. Khosahmadi, A more realistic lateral load pattern for design of reinforced concrete buildings with moment frames and shear walls, in: *AIP Conference Proceedings*, American Institute of Physics, 2008, pp. 955-962.
- [20] M.A. Shayanfar, M. Ashoory, T. Bakhshpoori, B. Farhadi, Optimization of modal load pattern for pushover analysis of building structures, *Struct. Eng. Mech*, 47(1) (2013) 119-129.
- [21] S. Etedali, M.A. Irandegani, A proposed lateral load pattern for pushover analysis of structures subjected to earthquake excitations, *Journal of Vibroengineering*, 17(3) (2015) 1363-1371.
- [22] P. Sarkar, A.M. Prasad, D. Menon, Seismic evaluation of RC stepped building frames using improved pushover analysis, *Earthq. Struct*, 10(4) (2016) 913-938
- [23] M.A. Amini, M. Poursha, Adaptive force-based multimode pushover analysis for seismic evaluation of midrise buildings, *Journal of Structural Engineering*, 144(8) (2018) 04018093.
- [24] P. Ghaderi, H. Khosravi, A.R. Firoozjaee, Consideration of strength-stiffness dependency in the determination of lateral load pattern, *Soil Dynamics and Earthquake*

- 356-368.
- [36] A. Fakhreddini, M.J. Fadaee, H. Saffari, A lateral load pattern based on energy evaluation for eccentrically braced frames, *Steel and Composite Structures*, 27(5) (2018) 623-632.
- [37] M. Izadpanah, A. Moradi, Evaluation of the behavior factor of vertically irregular moment resisting reinforced concrete frames considering the influence of masonry infill walls, *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, (2021).
- Facilities, 28(6) (2014) A4014011.
- [34] Y. Endo, L. Pelà, P. Roca, Review of different pushover analysis methods applied to masonry buildings and comparison with nonlinear dynamic analysis, *Journal of Earthquake Engineering*, 21(8) (2017) 1234-1255.
- [35] B. Ganjavi, I. Hajirasouliha, A. Bolourchi, Optimum lateral load distribution for seismic design of nonlinear shear-buildings considering soil-structure interaction, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 88 (2016)

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

A. R. Habibi, M. Izadpanah , H. Saffari, A modified lateral load pattern for linear static analysis, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(8) (2022) 3197-3214.

DOI: 10.22060/ceej.2022.20443.7429



