

تأثیر مدهای بالاتر در تحلیل بارافزون ساختمان‌های بتن آرمه تحت اثر زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل*

علیرضا مرتضایی^(۱) علی خیرالدین^(۲)

چکیده در طراحی بر اساس عملکرد، تعیین نیازهای لرزه‌ای یک گام مهم و اساسی در روند طراحی می‌باشد. نیازها را می‌توان به کمک روش‌های خطی یا غیرخطی تعیین نمود. دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، روش‌های تحلیلی مختلفی را به منظور ارزیابی و تعیین نیازها معرفی می‌نماید. از آنجایی که انتظار می‌رود اعضای سازه‌ای تحت اثر نیروی لرزه‌ای رفتار غیرخطی از خود بروز دهند، لذا منطقی است که در تعیین نیازهای اعضا، روش‌های غیرخطی مورد استفاده قرار گیرند. از بین دو روش غیرخطی، روندهای استاتیکی شامل تحلیل‌های بارافزون نسبت به روندهای تاریخیچه زمانی مقبولیت بیشتری دارند. لذا در این مقاله به بررسی روش‌های غیرخطی و تفاوت‌های موجود بین روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی برای تخمین نیازهای لرزه‌ای پرداخته می‌شود و نتایج و آثار استفاده از روش‌های بارافزون در تخمین نیاز لرزه‌ای اعضا تحت اثر زمین‌لرزه‌های حوزه‌ی دور و نزدیک مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد. مقایسه‌ی نتایج حاصل از روش بارافزون با نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی نشان می‌دهد که روش‌های بارافزون در سطوح فوقانی سازه نیازهای لرزه‌ای را در حد پایین‌تری تخمین می‌زنند. این امر اهمیت ارتباط مشارکت مدهای بالاتر را در سازه‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه مشخص می‌نماید.

واژه‌های کلیدی تحلیل بارافزون، زمین‌لرزه حوزه‌ی نزدیک، مدهای بالاتر، توزیع بار جانبی، تغییر مکان نسبی.

Higher Mode Effects in the Pushover Analysis of RC Buildings Subjected to the Near-Fault Ground Motions

A. Mortezaei

A. Kheyroddin

Abstract Accurate identification of seismic hazard and the estimation of associated seismic demands are the key components in the performance-based seismic design (PBSD). Although nonlinear time history (NTH) analysis is the most precise procedure to evaluate the seismic demands of buildings structures, it is relatively complex and time-consuming for routine applications. Nonlinear static procedures (NSPs) are now prevalently used in engineering practice instead of nonlinear time history analysis for the prediction of seismic demands in building structures. Current Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (No. 360) uses invariant load distributions. While those invariant load distributions (such as inverted triangle, uniform, or mass proportional) are based on the assumption that the response is primarily in its fundamental mode of vibration, it can lead to incorrect estimates for structures with significant higher mode contributions. The objective of this paper is evaluation of the assumptions, approximations and limitations of pushover analysis and the differences between static and dynamic methods to estimate seismic demands in building structures subjected to both far- and near-fault ground motions. Analytical results show that lateral load pattern used to estimate demands can have a significant influence on the computed demands. When compared to nonlinear time history estimates, pushover methods tend to underestimate demands at the upper levels signifying the relevance of high mode participation in mid to high rise structures.

Key Words Pushover analysis; near-fault earthquake; higher modes; lateral load distribution; Drift.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۳/۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۹/۱۱ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول: استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد سمنان.

(۲) استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، عضو قطب علمی زیرساخت‌های عمرانی دانشگاه تهران.

مقدمه

اثر بارهای زلزله قرار دارد. تعیین نیازهای لرزه‌ای مستلزم توسعه‌ی یک مدل سازه‌ای با پیچیدگی قابل قبول می‌باشد. خطاهای موجود در تخمین نیازهای لرزه‌ای که نتیجه‌ی یک مدل سازه‌ای نامناسب می‌باشند منجر به تولید و توسعه‌ی نتایج گمراه‌کننده در عملکرد سازه می‌گردند. در بخش پایانی از روند تحلیل، نیازهای لرزه‌ای محاسبه می‌شوند و در گام قبل با سطوح قابل قبول خسارت برای حالت‌های مختلف عملکرد مقایسه می‌گردند. اندازه‌گیری عملکرد سازه معمولاً بر اساس شواهد آزمایشگاهی صورت می‌گیرد که یک سطح خسارت را با قسمتی از نیاز لرزه‌ای کمی می‌نماید.

با توجه به سه گام فوق در طراحی بر اساس عملکرد مشخص است که تعیین نیازهای لرزه‌ای یک گام مهم و اساسی در روند طراحی می‌باشد. نیازها را می‌توان به کمک روش‌های خطی یا غیرخطی تعیین نمود. دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود [۲]، روش‌های تحلیلی مختلفی را به‌منظور ارزیابی و تعیین نیازها معرفی می‌نماید. از آنجایی که انتظار می‌رود اعضای سازه‌ای تحت اثر نیروی لرزه‌ای رفتار غیرخطی از خود بروز دهند، لذا منطقی است که در تعیین نیازهای اعضا روش‌های غیرخطی مورد استفاده قرار گیرند.

از بین دو روش غیرخطی، روندهای استاتیکی شامل تحلیل بارافزون (Pushover) نسبت به روندهای تاریخچه‌ی زمانی مقبولیت بیش‌تری دارند [5]. اگرچه تحلیل تاریخچه‌ی زمانی روندی قوی در ارزیابی نیروهای لرزه‌ای ساختمان‌ها می‌باشد، اما از آنجایی که مستلزم ارزیابی و انتخاب رکوردهای زلزله و تعیین میزان قابلیت اعتماد رکوردهای مذکور می‌باشد، تاحدی پیچیده و وقت‌گیر است. به عبارت دیگر، تحلیل بارافزون در قیاس با تحلیل تاریخچه‌ی زمانی از سادگی و روانی بیش‌تری برخوردار می‌باشد. با این وجود، هم‌چنان مشکلاتی در خصوص انتخاب الگوی

در حال حاضر و با گذشت زمان مشخص شده است که پیشنهادها و دستورالعمل‌های موجود در دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، که اقتباسی از FEMA-356[1] می‌باشد، شامل موارد اساسی برای طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد است. اگرچه این دستورالعمل به‌منظور استفاده در به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود توسعه داده شد، اما عناصر کلیدی این دستورالعمل به گونه‌ای طراحی گردیدند تا ملزومات آینده‌ی استاندارد طراحی بر اساس عملکرد را نیز در خود جای دهد. دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود [۲]، تقریباً ترکیبی از سه دستورالعمل FEMA-356[1]، FEMA-350[3] و FEMA-40[4] می‌باشد. دستورالعمل FEMA-356[1] اساساً یک روش قطعی برای طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد می‌باشد اما FEMA-350 [۲]، دستورالعملی برای ساختمان‌های فولادی جدید است و شامل روش‌های احتمالاتی برای ارزیابی عملکرد می‌باشد. دستورالعمل FEMA-40[4] گرچه دارای مشترکات زیادی با FEMA-356 می‌باشد اما محدود به ساختمان‌های بتن‌آرمه شده است. اگرچه در بین دستورالعمل‌های فوق تفاوت‌های اساسی به چشم می‌خورد اما این دستورالعمل‌ها دارای موارد مشترکی می‌باشند که در سه گام اساسی زیر خلاصه می‌شوند.

هدف عملکرد در طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد به‌عنوان اولین گام محسوب می‌شود و شامل دو بخش، یعنی سطح عملکرد و سطح خطر، می‌باشد. مواردی مانند آستانه‌ی فروریزش (Collapse Prevention) و ایمنی جانی (Life Safety) نمونه‌هایی از سطوح عملکرد هستند. سطوح خطر معمولاً بر اساس طیف پاسخ توصیف می‌شوند و به‌کمک مشخصات محل کنترل می‌گردند. گام بعدی در ارزیابی بر اساس عملکرد، تخمین نیازهای لرزه‌ای در هر دو اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای ساختمانی است که تحت

مشارکت مدهای بالاتر سازه می‌شود و می‌بایست به نحو مؤثری در تحلیل و ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها منظور گردند [10]. لذا تمرکز این مقاله بر نتایج و آثار استفاده از روش‌های بارافزون در تخمین نیاز لرزه‌ای اعضا تحت اثر زلزله‌های حوزه‌ی دور و نزدیک و شناخت مزایا و معایب روش‌های پیشنهادی موجود می‌باشد که نیاز به ارائه‌ی یک روند جامع و در عین حال ساده را بیش از پیش مشخص می‌نماید.

اهداف تحقیق

هدف مقاله‌ی حاضر از این واقعیت ناشی می‌شود که، تحلیل بارافزون در کارهای مهندسی به‌طور گسترده و به‌دلیل در دسترس بودن روندهای استاتیکی غیرخطی در نرم‌افزارهای تجاری مانند SAP2000 و ETABS2000 مورد استفاده قرار می‌گیرد. اگرچه روندهای غیرخطی دارای پیشرفت‌های قابل ملاحظه در استانداردهای لرزه‌ای بوده‌اند اما لازم است محدودیت‌ها و نقص‌های ذاتی در این روندها نیز شناخته شوند. هدف از یک ارزیابی لرزه‌ای، شناخت نیازهای مؤلفه‌های سازه‌ای در طول زلزله است و این که آیا این نیازها از ظرفیت اعضا تجاوز خواهند نمود یا خیر. در استانداردهای متداول طراحی (که از ضریب R استفاده می‌نمایند) پاسخ کلی سیستم بر حسب برش پایه و تغییر مکان بام ارزیابی می‌شود. این حالت بدین معنی است که نیازهای محلی توسط نیازهای کلی کنترل می‌گردند. در راستای حل این مشکل، روندهای استاتیکی غیرخطی توسعه داده شدند که تخمین نیازها در هر دو سطح محلی و کلی را تسهیل می‌نماید. اما با این وجود، تحلیل بارافزون، روشی استاتیکی است و نقاط ضعفی دارد. لذا، در این مقاله، در ابتدا، فرضیات و محدودیت‌های روش‌های استاتیکی موجود برای تخمین نیازهای لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی ارزیابی

بار جانبی مناسب در این نوع تحلیل وجود دارد. در دستورالعمل‌های لرزه‌ای مختلف، الگوهای متفاوتی هم‌چون توزیع خطی، توزیع یکنواخت و توزیع متناسب با جرم با فرض پاسخ سازه در مد اصلی ارتعاش پیشنهاد شده است که هر یک از این الگوها دارای نقاط ضعفی، خصوصاً در مدهای بالاتر، هستند. به‌منظور رفع این مشکل، روندهای جدیدی توسط چوپرا و گول [6] و جان و همکاران [7] پیشنهاد گردید. اساس این روش‌های پیشنهادی بر پایه‌ی نظریه‌ی ترکیبات مودال بود. با ارزیابی‌های صورت گرفته توسط محققان مشخص گردید که این روندها دارای نقاط ضعفی می‌باشند که در پی آن، روند اصلاح‌شده‌ای از توزیع مودال توسط چوپرا و همکاران [8] پیشنهاد گردید. در این روند اصلاحی، پاسخ غیرالاستیک حاصل از تحلیل بارافزون مد اول با توزیع الاستیک مدهای بالاتر ترکیب می‌شود. هم‌چنین، در سال‌های اخیر، روند بارافزون تطبیقی [9,10] پیشنهاد شده‌است که بازتوزیع نیروهای لختی ناشی از تسلیم اعضای سازه‌ای را نیز در نظر می‌گیرد. آنچه که در روندهای مذکور حائز اهمیت می‌باشد، سعی در منظور نمودن میزان مشارکت مدهای بالاتر می‌باشد.

از سوی دیگر، حرکات زمین در مجاورت گسیختگی گسل با حرکات زمین در فواصل دورتر از منبع لرزه‌زا کاملاً متفاوت است. حوزه‌ی نزدیک به گسل معمولاً به فواصل کم‌تر از ۵۰ کیلومتر از گسیختگی اطلاق می‌شود. در این حوزه، حرکات زمین اساساً متأثر از مکانیسم گسیختگی، جهت انتشار گسلش نسبت به ساختگاه و تغییر مکان‌های ماندگار زمین ناشی از حرکات تکتونیکی می‌باشد. تأثیر جهت انتشار گسلش معمولاً سبب یک پالس پریود بلند در راستای عمود بر گسل می‌شود که به آن اثر جهت‌داری (directivity effect) می‌گویند. اثر جهت‌داری و اثر پرتابی زمین از مشخصه‌های اصلی زمین‌لرزه‌های حوزه‌ی نزدیک می‌باشد که سبب افزایش میزان

در ساختمان‌های ۳، ۶ و ۱۰ طبقه‌ی قاب خمشی و در ساختمان‌های ۱۴، ۱۶ و ۱۹ طبقه‌ی قاب خمشی به‌همراه دیوار برشی (سیستم مختلط) است. اتصال تمامی ستون‌ها و دیوارهای برشی به شالوده به‌صورت گیردار می‌باشد. بار مرده‌ی طبقات 550 kg/m^2 ، بار مرده‌ی بام 600 kg/m^2 ، بار مرده‌ی ناشی از پارتیشن 100 kg/m^2 ، بار مرده‌ی دیوارهای خارجی 250 kg/m^2 ، بار زنده‌ی طبقات 200 kg/m^2 و بار زنده‌ی بام 150 kg/m^2 می‌باشد. مقاومت ۲۸ روزه‌ی نمونه‌ی استوانه‌ای بتن 250 kg/m^2 و مقاومت تسلیم فولادهای طولی 4000 kg/m^2 و مقاومت تسلیم فولادی عرضی 3000 kg/m^2 در نظر گرفته شدند.

مطالعه‌ی مقایسه‌ای نیازهای لرزه‌ای

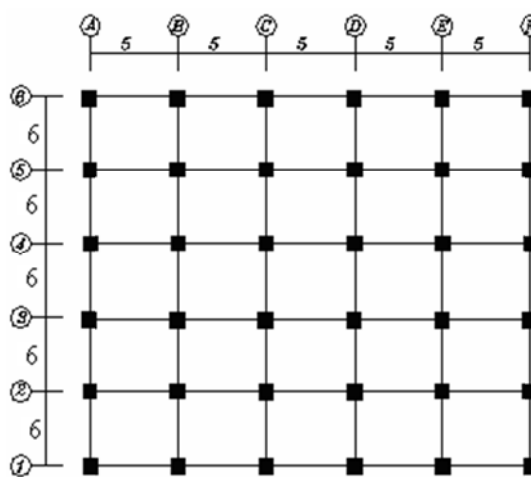
به‌منظور مقایسه‌ی نیازهای لرزه‌ای، ساختمان‌های توصیف شده در بخش قبل با استفاده از روندهای استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی مورد ارزیابی قرار می‌گیرند.

تحلیل بارافزون معمولاً به دو روش کنترل بر اساس نیرو (Force control) و یا کنترل بر اساس تغییرمکان (Displacement control) صورت می‌گیرد. در حالت اول، سازه تحت اثر توزیع نموی نیروهای جانبی و تغییرمکان نموی محاسبه‌شده قرار می‌گیرد. در حالت دوم، سازه تحت اثر مقادیر تغییرمکان‌ها قرار می‌گیرد و نیروهای جانبی موردنیاز برای تولید تغییرمکان‌های مربوط محاسبه می‌شوند. به‌طور معمول، از آنجایی که پروفیل تغییرشکل سازه مشخص نمی‌باشد و تخمینی از توزیع جانبی نیروها باید صورت گیرد، لذا معمولاً از حالت کنترل بر اساس نیرو استفاده می‌شود. برای حالت کنترل بر اساس تغییرمکان، کاربرد باید حداکثر تغییرشکل هدف را برای سازه مشخص نماید. این مقدار به تعداد گام‌های بارگذاری تقسیم

می‌شود و در ادامه با در نظر گرفتن چهار نوع پیکربندی متفاوت بار جانبی، میزان اعتبار روش‌های استاتیکی موجود برای تعیین نیازهای دینامیکی با مقایسه‌ی پاسخ‌های استاتیکی غیرخطی و تحلیل‌های تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی بحث و بررسی می‌شود و در پایان با تمرکز بر روی نیازهای محلی اعضا، جزئیات رفتاری بیش‌تری از تأثیر مدهای بالاتر تحت اثر زمین‌لرزه‌های حوزه‌ی نزدیک ارائه می‌گردد.

ساختمان‌های مورد بررسی

پلان طبقات ساختمان مورد بررسی در شکل (۱) نمایش داده شده است. ۵ دهانه در راستای شرق-غرب هر یک به طول ۵ متر و ۵ دهانه در راستای شمال-جنوب هر یک به طول ۶ متر، پلانی با ابعاد 25×30 متر را تشکیل داده‌اند. ارتفاع طبقات تیپ ۳/۲ متر در نظر گرفته شده است.



شکل ۱ پلان طبقات ساختمان مورد بررسی

ابعاد اعضای سازه‌ای اعم از تیرها، ستون‌ها و دیوارهای برشی و مقدار فولاد مصرفی در این اعضا به‌گونه‌ای طراحی شده‌اند که الزامات آیین‌نامه‌ای را برآورده می‌نمایند [۱۱]. سیستم مقاوم در برابر بار جانبی

$$F_i = \frac{W_i h_i^K}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^K} V \quad (3)$$

که در آن F_i نیروی جانبی وارد بر طبقه i ، W_i وزن طبقه i ، h_i ارتفاع طبقه i از تراز پایه و V برش پایه‌ی طراحی است. مقدار K از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌گردد.

$$K = 0.5T + 0.75 \quad (4)$$

که در آن T پریود سازه می‌باشد. برای زمان تناوب اصلی کوچک‌تر از ۰٫۵ ثانیه ($T \leq 0.5$) مقدار K برابر یک و برای زمان تناوب اصلی بزرگ‌تر از ۲٫۵ ($T \geq 2.5$) مقدار K برابر ۲ انتخاب می‌شود. هنگامی که مقدار توان وابسته به پریود سازه، K برابر ۱ باشد، توزیع بار جانبی به صورت یک توزیع مثلثی وارونه خواهد بود.

در توزیع تطبیقی مودال (Modal adaptive distribution) که به طور قابل ملاحظه‌ای متفاوت از روش‌های قبل می‌باشد، افزایش نیروهای طبقه‌ی ثابت نیست. توزیع ثابت در سراسر یک تحلیل افزاینده، سازه را وادار به پاسخ در یک شکل خاص می‌نماید. توزیع نیروها اغلب بر اساس توزیع نیرو در یک پاسخ الاستیک انتخاب می‌شود. با این وجود، واضح است زمانی که سازه وارد محدوده‌ی غیرالاستیک می‌گردد، توزیع الاستیک نیروها دیگر قابل کاربرد نمی‌باشد. اگر نیروهای بارافزون بر اساس توزیع جدید سختی اصلاح نشوند، سازه به روشی مجبور به پاسخگویی می‌گردد که با رفتار آن در حین زلزله کاملاً متفاوت خواهد بود [۱۱]. لذا در این روش، از آنجایی که پاسخ غیرالاستیک سازه، ماتریس سختی را تغییر می‌دهد، اشکال مودی نیز تحت تأثیر قرار خواهند گرفت و یک توزیع متناسب با اشکال مودی این تغییرات را در نظر خواهد گرفت. اگر مد اصلی سازه در نظر گرفته شود،

می‌شود و به صورت نموی به سازه وارد می‌شود [۱۱]. در حالت کنترل بر اساس نیرو که در این مقاله نیز مورد استفاده قرار گرفته است، توزیع بارهای جانبی به شکل‌های ذیل در نظر گرفته می‌شوند که به اختصار به صورت زیر بیان می‌گردند:

NSP-1: توزیع خطی (مثلث وارونه)

NSP-2: توزیع یک‌نواخت

NSP-3: توزیع تطبیقی مودال

NSP-4: توزیع نمایی تعمیم‌یافته

توزیع یک‌نواخت شامل توزیع ثابت نیروهای جانبی در سراسر ارتفاع ساختمان بدون توجه به وزن طبقات می‌باشد. افزایش نیرو در هر گام برای طبقه i از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$\Delta F_i = \frac{\Delta V_b}{N} \quad (1)$$

که ΔV_b مقدار افزایش در برش پایه سازه و N تعداد کل طبقات ساختمان است.

توزیع خطی (مثلث وارونه) که اغلب در آیین‌نامه‌های ساختمانی پیشنهاد می‌شود، با این فرض است که سازه تحت اثر یک توزیع خطی از شتاب در سراسر ارتفاع ساختمان قرار دارد. افزایش نیرو در هر گام برای طبقه i از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^N W_i \cdot h_i} \Delta V_b \quad (2)$$

که در آن W_i وزن طبقه i ، h_i ارتفاع طبقه i از تراز پایه و ΔV_b افزایش برش پایه ساختمان است.

توزیع نمایی تعمیم‌یافته برای منظور نمودن تغییرات متفاوت شتاب طبقات با ارتفاع طبقه به کار می‌رود. این توزیع با هدف منظور نمودن مدهای مختلف تغییر شکل و تأثیر مدهای بالاتر در پاسخ سازه‌ی مورد استفاده قرار می‌گیرد. توزیع مطابق رابطه‌ی زیر صورت می‌گیرد:

روش تقریبی می‌توان مقدار تغییر مکان هدف را از رابطه‌ی زیر محاسبه نمود:

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (7)$$

که در آن T_e زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان، C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه‌ی آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه‌ی آزادی، C_1 ضریب تأثیرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای بر تغییر مکان‌ها به دلیل رفتار غیرارجاعی، C_2, C_3 ضرایبی که بر اساس مقادیر مندرج در دستورالعمل محاسبه می‌شوند و S_a شتاب طیفی است. لذا با توجه به موارد مذکور، تغییر مکان هدف ساختمان‌های مورد بررسی محاسبه شدند که مقادیر آن‌ها در جدول (۱) آورده شده است.

شتاب‌نگاشت‌های در نظر گرفته شده برای تحلیل

به منظور در نظر گرفتن حرکات زمین با مشخصات متفاوت، رکوردهای حوزه‌ی دور و حرکات زمین حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری پیش‌رونده و اثر پرتابی زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند. برای انجام تحلیل‌های غیرخطی، پس از بررسی‌های مختلف، ۲۱ رکورد به منظور پوشش محدوده‌ای از محتوای فرکانسی، مدت زمان و دامنه انتخاب شدند که جزئیات آن‌ها در جدول (۴-۲) نمایش داده شده است.

انتخاب رکوردهای حوزه‌ی نزدیک بر اساس دو خصوصیت اصلی می‌باشد. اولاً این حرکات دارای PGV قابل ملاحظه‌ای در مقایسه با رکوردهای حوزه‌ی دور معمولی هستند. ثانیاً رکوردهای حوزه‌ی نزدیک، به واسطه‌ی اثرات جهت‌داری حاوی پالس‌های سرعت پیرو بلندی می‌باشند. بر خلاف رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری پیش‌رونده که پالس‌های سرعت دو طرفه (Two sided velocity pulses) تولید می‌نمایند، رکوردهای حوزه‌ی نزدیک

مقدار افزایش در توزیع نیرو به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta F_i = \frac{W_i \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^N W_i \phi_{i1}} V_b - F_i^{old} \quad (5)$$

که ϕ_{i1} مقدار مدشکل اول در طبقه‌ی i ، V_b برش پایه‌ی جدید سازه و F_i^{old} نیرو در طبقه‌ی i در گام بارگذاری قبلی می‌باشد. توزیع تطبیقی مودال ممکن است با منظور نمودن مدهای بیش‌تری به کار رود. در این حالت اشکال مدی به کمک روش SRSS ترکیب می‌شوند و بر طبق ضریب مشارکت مودی خود مقیاس می‌گردند. نیروی افزایشی در طبقه‌ی i به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta F_i = \frac{W_i \left[\sum_{j=1}^{nm} (\phi_{ij} \Gamma_j)^2 \right]^{1/2}}{\sum_{l=1}^n W_l \left[\sum_{j=1}^{nm} (\phi_{lj} \Gamma_j)^2 \right]^{1/2}} V_b - F_i^{old} \quad (6)$$

که ϕ_{ij} مقدار مدشکل j در طبقه‌ی i ، Γ_j ضریب مشارکت مدی برای مد j ، V_b برش پایه‌ی جدید سازه و F_i^{old} نیرو در طبقه‌ی i در گام بارگذاری قبلی می‌باشد.

تغییر مکان هدف

هر یک از ساختمان‌های مذکور تحت اثر چهار الگوی بار جانبی قرار می‌گیرند تا مرکز جرم بام به تغییر مکان هدف مشخص برسد (در تحلیل استاتیکی غیرخطی مرکز جرم بام به عنوان نقطه‌ی کنترل تغییر مکان سازه انتخاب می‌شود). تغییر مکان‌های هدف با استفاده از مقادیر مندرج در دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود [۲] محاسبه می‌شوند. تغییر مکان هدف برای سازه با دیافراگم صلب باید با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه برآورد گردد. به عنوان یک

مقیاس بندی شدند که حداکثر تغییر مکان بام حاصل از تحلیل های تاریخیچه‌ی زمانی برابر با تغییر مکان هدف محاسبه شده برای هر ساختمان باشد. یک روش متداول برای این هدف مقیاس نمودن حرکات زمین به گونه‌ای است که شتاب طیفی در پرپود پایه با طیف طراحی یکسان شود. روش مذکور برای مقیاس بندی حرکات زمین بر اساس دستورالعمل پیشنهادی FEMA برای حداکثر تغییر مکان مورد انتظار بام است.

حاوی اثر پرتابی زمین معمولاً با پالس های سرعت یک طرفه (Single sided velocity peak) شناسایی می شوند. این پالس های سرعت یک طرفه، جهش های استاتیکی بزرگی در انتهای تاریخیچه‌ی زمانی تغییر مکان تولید می نمایند. این جهش های استاتیکی نماینده‌ی تغییر شکل تکتونیکی در صفحه‌ی گسیختگی هستند [12]. به منظور تسهیل در مقایسه‌ی نتایج با تحلیل های بارافزون، زلزله های انتخاب شده به گونه‌ای

جدول ۱ تغییر مکان هدف ساختمان های مورد بررسی

ساختمان های بتن آرمه	طبقه ۳	طبقه ۶	طبقه ۱۰	طبقه ۱۴	طبقه ۱۹
زمان تناوب (ثانیه)	۰٫۷۴	۱٫۱۶	۱٫۵	۱٫۸۸	۲٫۹۲
ضریب بازتاب	۱٫۹۲	۱٫۴۳	۱٫۲۰	۱٫۰۳	۰٫۷۷
تغییر مکان هدف (سانتی متر)	۹٫۱	۱۷٫۲	۲۴٫۲	۳۲٫۵	۴۱٫۳

جدول ۲ رکوردهای حوزه‌ی دور مورد استفاده در تحلیل های تاریخیچه‌ی زمانی غیر خطی

ردیف	زلزله	سال	ایستگاه	مولفه	بزرگا (M_w)	فاصله تا گسل (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
۱	Kern County	۱۹۵۲	Taft	111	۷/۴	۸۱	۰/۱۷	۱۷/۴۷	۸/۸۳
۲	Tabas	۱۹۷۸	Dayhook	TR	۷/۴	۱۰۷	۰/۴	۲۶/۱۷	۹/۱
۳	Imperial Valley	۱۹۷۹	Calexico	225	۶/۵	۹۰/۶	۰/۲۷	۲۱/۲۳	۸/۹۸
۴	Loma Prieta	۱۹۸۹	Presidio	000	۶/۹	۸۳/۱	۰/۰۹۹	۱۲/۹۱	۴/۳۲
۵	Loma Prieta	۱۹۸۹	Cliff House	90	۶/۹	۸۴/۴	۰/۱۰۷	۱۹/۷۸	۵/۰۶
۶	Manjil	۱۹۹۰	Abbar	L	۷/۳۷	۷۴	۰/۵۱	۴۲/۴۶	۱۴/۹۲
۷	Kocaeli	۱۹۹۹	Ambarli	90	۷/۴	۷۸/۹	۰/۱۸	۳۳/۲۲	۲۵/۸۴

جدول ۳ رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت داری مورد استفاده در تحلیل های تاریخیچه‌ی زمانی غیر خطی

ردیف	زلزله	سال	ایستگاه	مولفه	بزرگا (M_w)	فاصله تا گسل (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
۱	Tabas	۱۹۷۸	Tabas	TR	۷/۴	۳	۰/۸۵	۱۲۱/۲۲	۹۵/۰۶
۲	Loma Prieta	۱۹۸۹	LGPC	00	۷/۰	۱/۳	۰/۵۶	۹۴/۷۱	۴۱/۱۳
۳	Cape Mendocino	۱۹۹۲	Petrolia	90	۷/۱	۹/۵	۰/۶۶	۸۹/۶۸	۲۸/۹۹
۴	Erzincan	۱۹۹۲	Erzincan	NS	۶/۹	۲	۰/۵۱	۸۳/۹۵	۲۷/۶۶
۵	Northridge	۱۹۹۴	Rinaldi	228	۶/۷	۷/۱	۰/۸۳	۱۶۶/۰۳	۲۸/۱۵
۶	Northridge	۱۹۹۴	Sylmar	360	۶/۷	۶/۴	۰/۸۴	۱۲۹/۳	۳۱/۹۲
۷	Bam	۲۰۰۳	Bam	L1	۶/۵	۷	۱/۰۹	۱۳۱/۲۶	۸۹/۲۴

جدول ۴ رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی مورد استفاده در تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی

PGD (cm)	PGV (cm/s)	PGA (g)	فاصله تا گسل (km)	بزرگا (Mw)	مولفه	ایستگاه	سال	زلزله	ردیف
۷۰/۵۶	۷۹/۴۹	۰/۳۷	۳/۱	۷/۴	90	Sakarya	۱۹۹۹	Kocaeli	۱
۲۴۶/۲۷	۱۱۸/۵۱	۰/۴۱	۰/۲۴	۷/۶	N	TCU052	۱۹۹۹	Chi-Chi	۲
۱۸۴/۵۱	۱۵۹/۰۴	۰/۳۴	۰/۲۴	۷/۶	W	TCU052	۱۹۹۹	Chi-Chi	۳
۴۳۰/۰	۲۶۳/۱	۰/۴۶	۱/۰۹	۷/۶	N	TCU068	۱۹۹۹	Chi-Chi	۴
۳۲۴/۲۷	۱۷۶/۶۵	۰/۵۶	۱/۰۹	۷/۶	W	TCU068	۱۹۹۹	Chi-Chi	۵
۸۹/۲۳	۱۱۲/۴۷	۰/۳	۱/۷۹	۷/۶	W	TCU072	۱۹۹۹	Chi-Chi	۶
۹۰/۶۶	۷۳/۰۶	۰/۱۳۹	۹/۷	۷/۶	W	TCU128	۱۹۹۹	Chi-Chi	۷

ارزیابی نیازهای لرزه‌ای

نیازهای تخمین‌زده شده با استفاده از روندهای مختلف غیرخطی در سطوح محلی، طبقه و کلی مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. منظور از نیازهای کلی، حداکثر تغییر مکان بام و نمودار برش پایه در مقابل تغییر مکان بام می‌باشد. در سطح طبقه، مقادیر تغییر مکان نسبی بین طبقات مقایسه می‌شوند. در پایان، نیازهای محلی به صورت منحنی‌های ظرفیت و شکل‌پذیری المان‌های تیر و ستون مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. به‌طور کلی، اندازه‌گیری این تغییر شکل‌ها پایه‌ای را به‌منظور مقایسه‌ی تأثیر روش‌های استاتیکی بارافزون برای تخمین نیازهای حاصل از اثرات لرزه‌ای فراهم می‌نماید.

نیازهای کلی

به‌منظور مقایسه‌ی مستقیم نتایج حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی و نیازهای حاصل از تحلیل بارافزون با استفاده از چهار الگوی بار جانبی، مقدار متوسط حاصل از تحلیل‌های تاریخیچه زمانی به‌همراه مقادیر بارافزون در شکل‌های (۴-۲) آورده شده است. در این اشکال NSP-1 الی NSP-4 توزیع‌های مختلف بار جانبی که در بخش قبل بیان گردید، FF مقدار متوسط نیاز حاصل از زلزله‌های حوزه‌ی دور، NFFForward

مقدار متوسط نیاز حاصل از زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری و NFFling مقدار متوسط نیاز حاصل از زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی می‌باشد.

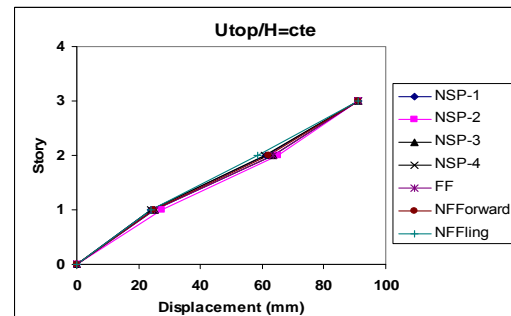
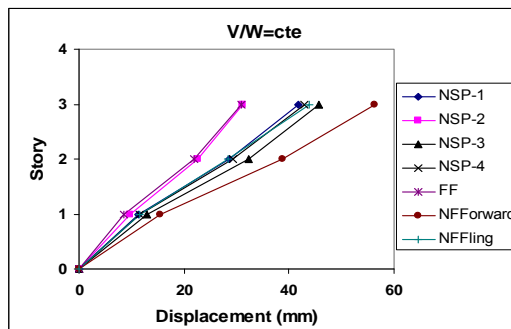
نتایج حاصل از تحلیل ساختمان ۳ طبقه نشان می‌دهد، حالت الگوی توزیع بار یکنواخت به مقادیر زلزله‌های حوزه‌ی دور نزدیک‌تر است و حالت الگوی توزیع مثلث معکوس و نمایی تعمیم یافته به مقادیر حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر پرتابی نزدیک‌تر می‌باشد.

نتایج تحلیل در ساختمان ۶ طبقه نشان می‌دهد حالت الگوی توزیع مثلث معکوس به مقادیر حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی زلزله‌های حوزه‌ی دور نزدیک‌تر می‌باشد. از بین الگوهای بارگذاری استاتیکی غیرخطی الگوی توزیع یکنواخت کم‌ترین مقدار و الگوی توزیع تطبیقی مودال بیش‌ترین مقدار را دارا می‌باشند. هیچ‌یک از الگوهای توزیع بار قادر به پوشش مقادیر نیاز رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری نیستند. به بیان دیگر، در این حالت روند استاتیکی غیرخطی با توزیع بارهای متفاوت نه تنها محافظه‌کارانه نمی‌باشد بلکه مقادیر نیاز را در حد پایین‌تری تخمین می‌زند.

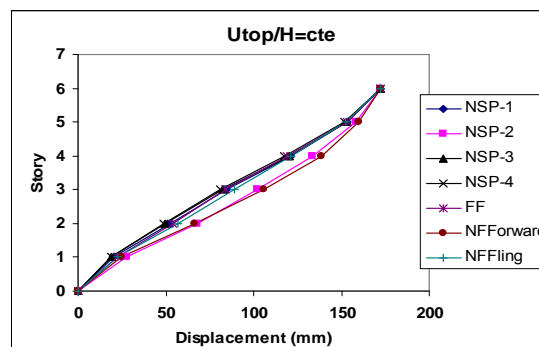
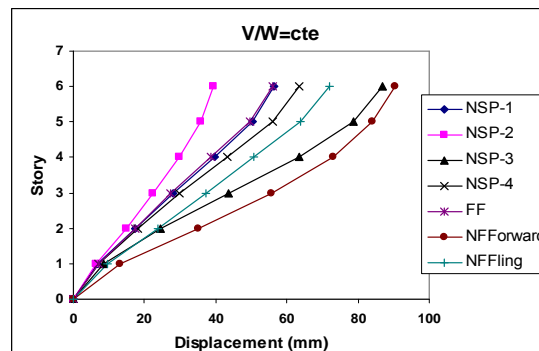
نتایج تحلیلی ساختمان ۱۰ طبقه نشان می‌دهد که حالت الگوی توزیع بار مثلث معکوس به مقادیر زلزله‌های حوزه‌ی دور نزدیک‌تر می‌باشد. الگوی توزیع تطبیقی مودال مقادیر نیازها را در طبقات فوقانی ساختمان در حد بالایی تخمین می‌زند که این امر به دلیل تأثیر مدهای بالاتر می‌باشد. در نیمه‌ی تحتانی ساختمان هیچ‌یک از الگوهای توزیع بار قادر به پیش‌بینی نیازهای حاصل از زلزله‌های حوزه‌ی دور نمی‌باشند. لذا هیچ‌یک از الگوهای توزیع بار قادر به پوشش کامل مقادیر نیاز رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری و اثر پرتابی نیستند.

نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و استاتیکی غیرخطی (بارافزون) با چهار نوع الگوی بارجانبی برای ساختمان ۱۰ طبقه در حالت تغییر مکان هدف ثابت نشان می‌دهد انحراف حالت‌های مختلف الگوی توزیع بار نسبت به ساختمان ۶ طبقه بیشتر می‌باشد. از بین این حالت‌های مختلف، الگوی توزیع بار یک‌نواخت، بیش‌ترین مقدار و الگوی توزیع تطبیقی مودال کم‌ترین مقدار را دارا می‌باشند. الگوی توزیع بار یک‌نواخت مقادیر نیازها را در سطوح میانی ساختمان در حد بالاتری تخمین می‌زند.

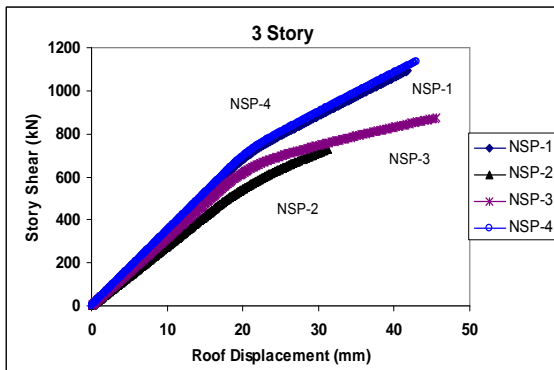
نتایج حاصل از تحلیل نشان می‌دهند که نیازهای تغییر مکان‌های طبقه ناشی از روش‌های غیرخطی همیشه محافظه‌کارانه نیستند. به‌طور دقیق‌تر می‌توان گفت که روش‌های تحلیل غیرخطی برای رکوردهای حوزه‌ی دور همواره محافظه‌کارانه است ولی برای زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک همیشه این‌طور نمی‌باشند. مقایسه بین پاسخ‌های تاریخچه زمانی حرکات مختلف زمین نشان می‌دهد که رکوردهای حوزه‌ی دور معمولاً نسبت به رکوردهای حوزه‌ی نزدیک دارای تغییرپذیری بیش‌تری در نیازها هستند.



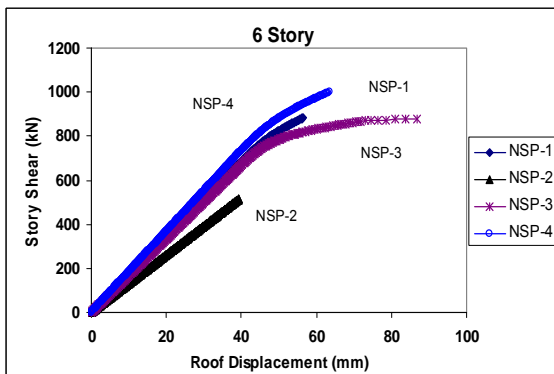
شکل ۲ منحنی مقادیر حداکثر تغییر مکان طبقات حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی و بارافزون ساختمان ۳ طبقه در حالت برش پایه ثابت و تغییر مکان هدف ثابت



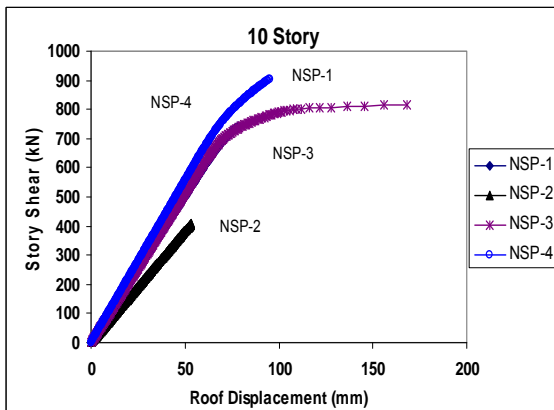
شکل ۳ منحنی مقادیر حداکثر تغییر مکان طبقات حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی و بارافزون ساختمان ۶ طبقه در حالت برش پایه ثابت و تغییر مکان هدف ثابت



شکل ۵ منحنی ظرفیت ساختمان ۳ طبقه

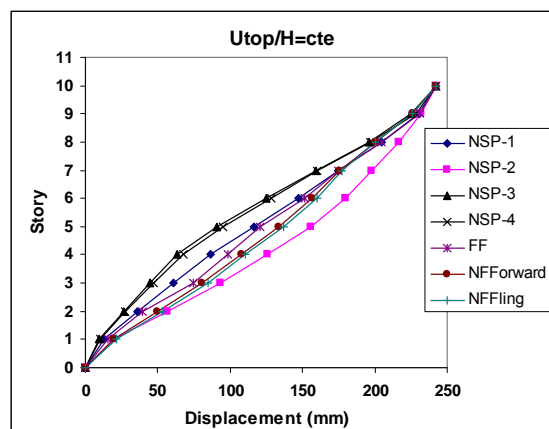
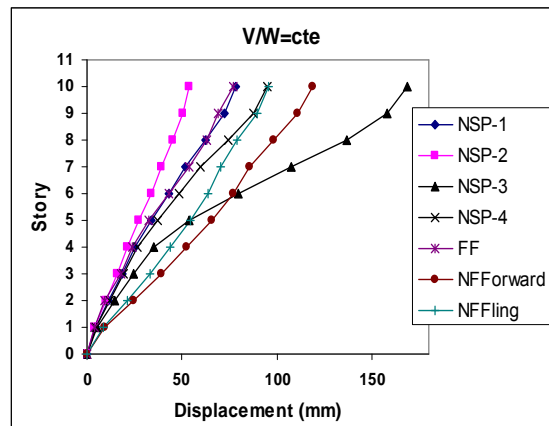


شکل ۶ منحنی ظرفیت ساختمان ۶ طبقه



شکل ۷ منحنی ظرفیت ساختمان ۱۰ طبقه

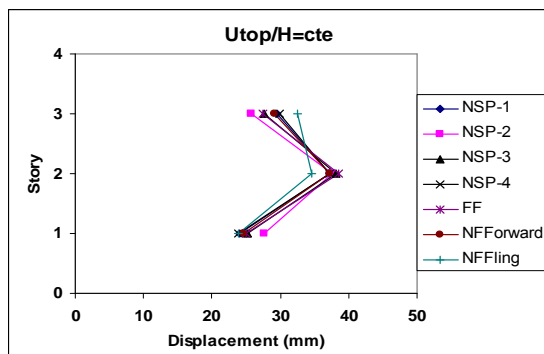
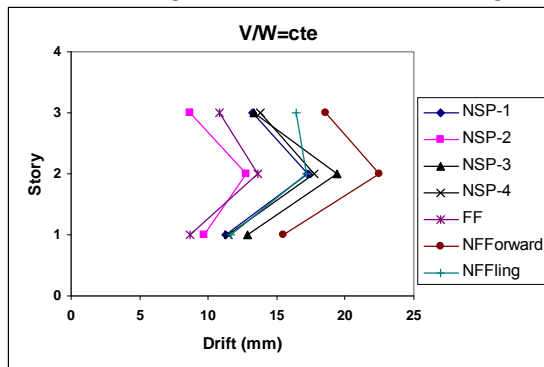
اطلاعات ارائه شده در اشکال فوق نشان‌دهنده‌ی مقادیر اصلی نیاز در سطح کلی می‌باشند. شکل‌پذیری سیستم معمولاً با استفاده از پاسخ نشان داده شده در اشکال (۵-۷) ارزیابی می‌شود. این شکل حاوی دو مؤلفه‌ی کاهش یا ضریب R مورد استفاده در آیین‌نامه‌های ساختمانی است. تفاوت بین تسلیم اولیه‌ی



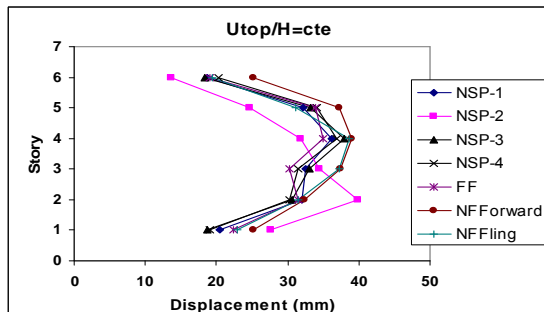
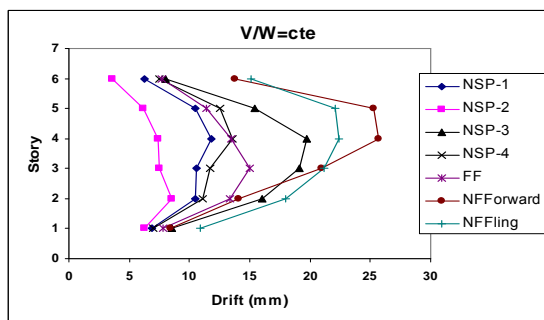
شکل ۸ منحنی مقادیر حداکثر تغییر مکان طبقات حاصل از تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی و بارافزون ساختمان ۱۰ طبقه در حالت برش پایه ثابت و تغییر مکان هدف ثابت

منحنی‌های ظرفیت که نشان‌دهنده‌ی برش پایه‌ی کل (بر حسب وزن ساختمان) در مقابل تغییر مکان می‌باشند، در شکل‌های (۵-۷) برای تمامی ساختمان‌ها نمایش داده شده‌اند. تسلیم اولیه‌ی یک عضو در ابتدا زمانی اتفاق می‌افتد که از الگوی NSP-1 استفاده می‌شود. الگوی بارگذاری NSP-2 سبب تولید پاسخی با کم‌ترین سختی و پایین‌ترین ظرفیت برش پایه می‌گردد. تفاوت در ظرفیت برش پایه بین الگوهای مختلف با افزایش طبقات کاهش می‌یابد. تفاوت در ساختمان‌های بلندتر واضح‌تر است؛ زیرا افزایش طبقات سبب تغییرات بیش‌تر در زمان تناوب اصلی ساختمان می‌گردد.

یک نواخت کمترین مقدار تغییر مکان نسبی و توزیع تطبیقی مودال بیشترین مقدار را دارا می باشد.



شکل ۸ منحنی مقادیر تغییر مکان نسبی حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی و بارافزون ساختمان ۳ طبقه



شکل ۹ منحنی مقادیر تغییر مکان نسبی حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی و بارافزون ساختمان ۶ طبقه

یک عضو و تسلیم نهایی سیستم حاوی اطلاعاتی در خصوص توانایی سیستم در تغییر شکل های زیاد بعد از مرحله تسلیم می باشد که نماینده ضریب کاهش بر اساس شکل پذیری می باشد. سؤالی که در این مقاله به دنبال پاسخ گویی آن هستیم این است که آیا این مقادیر کاهش، ارزیابی کافی و درستی از عملکرد ساختمان دارند یا خیر. در بخش بعدی نیازهای بیش تری از سازه با استفاده از اطلاعات به دست آمده از تحلیل های تاریخیچه زمانی غیر خطی به عنوان مقادیر مبنا مورد ارزیابی قرار می گیرند.

نیازهای سطح طبقه

اهمیت تغییر مکان نسبی بین طبقات به عنوان یک شاخص مهم از عملکرد ساختمان مدت ها است که شناخته شده است. در طول یک زلزله، تغییر مکان های بین طبقات همراه با زمان و تغییر مدهای ساختمان تغییر می کنند. به عبارت دیگر، روش های بارافزون که از الگوهای بار ثابت استفاده می نمایند، الگوی سازگاری از نیازهای بین طبقاتی تا حد تسلیم اولیه تولید می نمایند. بعد از آن نیازهای طبقه به صورت محلی شده و بستگی به سطح طبقه دارد. نیازهای بین طبقات در اشکال (۸-۱۰) نشان داده شده است.

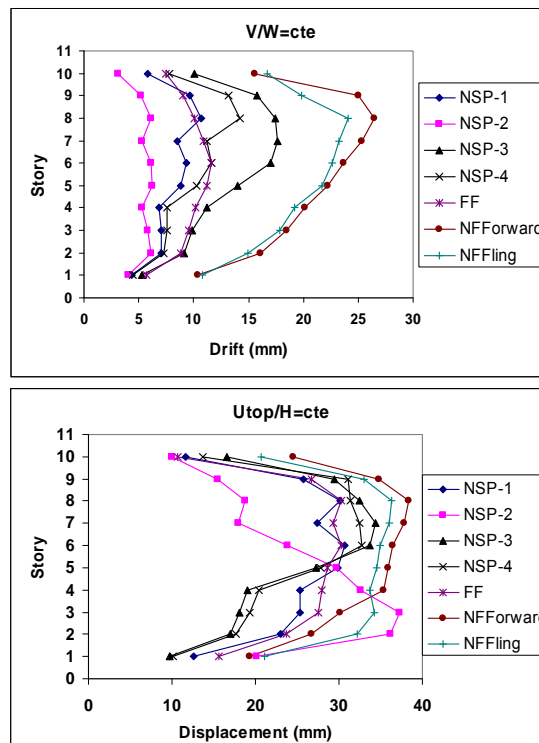
نتایج حاصل از تحلیل برای ساختمان ۳ طبقه نشان می دهد که کلیه الگوها دارای روندی یک نواخت هستند و مقدار تغییر مکان نسبی در طبقه دوم افزایش می یابد. از بین الگوهای بارگذاری، توزیع یک نواخت کمترین مقدار تغییر مکان نسبی و توزیع تطبیقی مودال بیشترین مقدار را دارا می باشد.

نتایج حاصل در ساختمان ۶ طبقه نشان می دهد که نسبت به ساختمان ۳ طبقه الگوها دارای پراکندگی بیش تری می باشند. اما به طور کلی مقادیر تغییر مکان نسبی در طبقات فوقانی سازه مخصوصاً طبقه چهارم افزایش می یابد. از بین الگوهای بارگذاری، توزیع

یک‌نواخت کم‌ترین مقدار تغییر مکان نسبی و توزیع تطبیقی مودال بیش‌ترین مقدار را دارا می‌باشد. همان‌طور که از شکل مشخص است، هیچ‌یک از الگوهای توزیع بار قادر به پوشش کامل مقادیر نیاز رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری و پرتابی در طبقات مختلف سازه نیستند. یعنی از آن‌جایی که الگوی توزیع تطبیقی مودال مدهای بالاتر سازه را نیز در نظر می‌گیرد توانسته در قسمت بالای ساختمان تا حدودی نزدیک به رکوردهای حوزه نزدیک حاوی اثر جهت‌داری و پرتابی باشد. به بیان دیگر، در این حالت روند استاتیکی غیرخطی با توزیع بارهای متفاوت نه تنها محافظه‌کارانه نمی‌باشد بلکه مقادیر نیاز را در حد پایین‌تری تخمین می‌زند.

همان‌طور که ملاحظه شد، در این بخش نیازهای لرزه‌ای ارائه گردید و به دنبال آن مقادیر متوسط حاصل از تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی با نیازهای حاصل از روش بارافزون مقایسه گردید. در حالی که زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک بیش‌ترین نیازها را در طبقات فوقانی اعمال می‌کنند، مواردی وجود دارند که نیازهای بزرگ‌تر در سطوح متفاوتی اتفاق می‌افتند. به‌طور کلی، روش‌های بارافزون متداول نیازهای طبقه را در سطوح پایین‌تر در حدی بالا و در سطوح بالاتر در حد پایین‌تری تخمین می‌زنند. بر خلاف حالت فوق، روش بارافزون جدید (توزیع تطبیقی مودال) نیازهای طبقه را در سطوح پایین‌تر در حد خوبی تخمین می‌زند و در سطوح بالاتر قادر به پوشش کامل زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک نمی‌باشد. با افزایش طبقات و ارتفاع ساختمان (زمان‌های تناوب اصلی بزرگ‌تر) انحرافات بیش‌تری به چشم می‌خورد. لذا می‌توان نتیجه گرفت که منحنی‌های ظرفیت طبقه، که نتیجه‌ی روش‌های بارافزون می‌باشند، را می‌بایست به‌منظور تکمیل یافته‌های حاصل از روندهای غیرخطی مورد استفاده قرار داد. زیرا در مقایسه با پاسخ‌های مشابه به‌دست آمده از تحلیل‌های تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی، روش‌های

همان‌طور که از شکل مشخص است، هیچ‌یک از الگوهای توزیع بار قادر به پوشش کامل مقادیر نیاز رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری و پرتابی در بخش فوقانی سازه نیستند. علی‌رغم آن‌که الگوی توزیع تطبیقی مودال قادر به انعکاس مدهای بالاتر سازه می‌باشد اما، این الگو نتوانسته در قسمت بالای ساختمان رکوردهای حوزه‌ی نزدیک حاوی اثر جهت‌داری را پوشش دهد. به بیان دیگر، در این حالت روند استاتیکی غیرخطی با توزیع بارهای متفاوت نه تنها محافظه‌کارانه نمی‌باشد بلکه مقادیر نیاز را در حد پایین‌تری تخمین می‌زند.



شکل ۱۰ منحنی مقادیر تغییر مکان نسبی حاصل از تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی و بارافزون ساختمان ۱۰ طبقه در حالات برش پایه ثابت و تغییر مکان هدف ثابت

هم‌چنین، نتایج در ساختمان ۱۰ طبقه نشان می‌دهد که مقادیر تغییر مکان نسبی در طبقات فوقانی سازه افزایش می‌یابد. از بین الگوهای بارگذاری، توزیع

مشابه، نیازهای مؤلفه‌ای در طبقات فوقانی ساختمان ۱۰ طبقه نشان می‌دهد که روش‌های بارافزون، تغییرشکل‌ها و توانایی تسلیم در این طبقات را در حد پایین تخمین می‌زند.

جدول ۶ خلاصه‌ای از نیازهای شکل‌پذیری برای ساختمان ۶ طبقه تحت اثر الگوهای مختلف بار جانبی

NSP-4	NSP-3	NSP-2	NSP-1	نیازها	طبقه
۵/۸	۶/۲	۵/۲	۴/۴		کلی
۹/۶	۱۱/۶	۸/۳	۵/۸	طبقه	طبقه اول
۱۰/۶	۱۲/۴	۹/۵	۶/۵	ستون	
۱۱/۴	۱۲/۹	۱۰/۷	۷/۷	تیر	طبقه سوم
۵/۱	۵/۱	۵/۱	۵/۰	طبقه	
۲/۸	۳/۶	۲/۵	۱/۲	ستون	طبقه پنجم
۶/۹	۷/۲	۷/۲	۶/۳	تیر	
۲/۵	۱/۵	۳/۴	۴/۵	طبقه	طبقه پنجم
۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	ستون	
۱/۵	۱/۷	۳/۷	۵/۴	تیر	

جدول ۷ خلاصه‌ای از نیازهای شکل‌پذیری برای ساختمان ۱۰ طبقه تحت اثر الگوهای مختلف بار

NSP-4	NSP-3	NSP-2	NSP-1	نیازها	طبقه
۵/۷	۶/۴	۵/۰	۴/۵		کلی
۱۱/۸	۱۲/۹	۹/۶	۷/۳	طبقه	طبقه اول
۱۳/۸	۱۶/۵	۱۲/۶	۸/۳	ستون	
۱۵/۳	۱۷/۲	۱۲/۲	۸/۴	تیر	طبقه سوم
۶/۵	۶/۸	۶/۱	۵/۸	طبقه	
۱/۸	۱/۷	۱/۹	۲/۳	ستون	طبقه پنجم
۸/۵	۱۰/۰	۷/۵	۷/۷	تیر	
۴/۰	۳/۶	۴/۶	۵/۴	طبقه	طبقه پنجم
۲/۲	۲/۳	۲/۰	۱/۴	ستون	
۴/۴	۳/۴	۵/۳	۷/۰	تیر	طبقه نهم
-	-	۱/۱	۲/۴	طبقه	
۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	ستون	
۰/۰	۰/۰	۱/۱	۲/۶	تیر	

استاتیکی نمی‌تواند به‌طور مناسبی نیازها را در امتداد ارتفاع ساختمان پیش‌بینی نمایند.

نیازهای محلی اعضا

در بخش پایانی ارزیابی، نیازها در سطح یک عضو مورد بررسی قرار می‌گیرند. از آن‌جایی که نیازهای طبقه منعکس‌کننده رفتار اعضا در آن طبقه می‌باشند لذا منطقی است که انتظار داشته باشیم نیازهای محلی اعضای سازه‌ای با نیازهای طبقه مرتبط باشند. بر اساس تغییر مکان‌های نسبی و منحنی‌های ظرفیت طبقه، که در اشکال فوق ارائه شدند، نیازهای شکل‌پذیری در سطوح طبقات بحرانی در جدول‌های (۵-۷) خلاصه می‌گردند. جداول شامل مقادیر در سطح کلی و سطح عضو می‌باشند. فقط گروهی از اعضای سازه‌ای و طبقاتی که نیازهای حداکثر را تجربه نمودند، نمایش داده شده است.

جدول ۵ خلاصه‌ای از نیازهای شکل‌پذیری برای ساختمان ۳ طبقه تحت اثر الگوهای مختلف بار جانبی

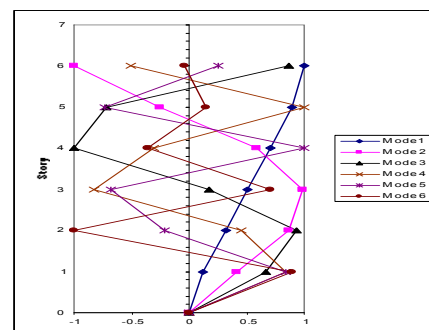
NSP-4	NSP-3	NSP-2	NSP-1	نیازها	طبقه
۴/۲	۵/۱	۳/۹	۳/۴		کلی
۹/۴	۱۱/۵	۸/۴	۴/۱	طبقه	طبقه اول
۱۳/۶	۱۵/۱	۱۲/۲	۴/۸	ستون	
۱۲/۸	۱۴/۴	۱۱/۲	۵/۰	تیر	طبقه دوم
۶/۸	۷/۱	۶/۴	۴/۸	طبقه	
۴/۱	۴/۸	۳/۰	۳/۸	ستون	طبقه سوم
۸/۹	۹/۱	۹/۹	۸/۳	تیر	
۲/۹	۲/۴	۳/۵	۴/۹	طبقه	طبقه سوم
۴/۱	۳/۴	۴/۸	۳/۱	ستون	
۳/۲	۲/۷	۳/۹	۸/۰	تیر	

پاسخ حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی در ساختمان ۶ طبقه سبب تولید نیازهای کم‌تری در طبقات پایین‌تر شده اما سبب ایجاد نیازهای حداکثر بالاتری در ستون‌های طبقه پنجم می‌گردد. به‌طور

تأثیر مدهای بالاتر بر نیازهای لرزه‌ای

تأثیرات مدهای بالاتر بر نیاز لرزه‌ای به مشخصات حرکت زمین و خصوصیات سیستم سازه‌ای شدیداً وابسته می‌باشد. در حالی که مشخصات حرکت زمین یک پارامتر ورودی مستقل است، خصوصیات دینامیکی سیستم سازه‌ای به‌طور قابل ملاحظه‌ای متأثر از محتوای فرکانسی حرکت زمین می‌باشد. با تغییرات تکراری در سختی سیستم، نسبت‌های مودال نیز اصلاحاتی را تجربه می‌نمایند. مقادیر حداکثر زمان‌های تناوب مودی (که با رفتار غیرالاستیک و تسلیم مرتبط هستند) با مقادیر حداکثر ضرایب مشارکت مودی ارتباط دارند، و این مقادیر ارتباط شدیدی با گام‌های زمانی دارند که در نیازهای حداکثر طبقه اتفاق می‌افتد.

در صورتی که نیروهای اینرسی، حاصل از حاصل ضرب جرم طبقه در شتاب طبقه، را در زمانی به دست آوریم که حداکثر نیازهای تغییر مکان نسبی در هر طبقه اتفاق می‌افتد، آن‌گاه مشخص می‌شود که نیازهای حداکثر در هر طبقه در زمان‌های متفاوت و با گرفتن توزیع قائم نیروهای اینرسی برای روندهای استاتیکی مهم است و چنین تغییراتی را فقط می‌توان با تغییر نسبت‌های مودی در سیستمی که از حالت الاستیک به غیرالاستیک می‌رود ایجاد نمود. شکل (۱۱) نشان می‌دهد که چگونه اشکال مودی به‌طور پیوسته در طول تاریخچه‌ی پاسخ تغییر می‌کنند.



شکل ۱۱ تغییرات اشکال مودی ساختمان ۶ طبقه در طول تاریخچه‌ی پاسخ

اشکال مودی نشان داده شده در این شکل، مربوط به زمان‌های بحرانی می‌باشند که حداکثر تغییر مکان نسبی در هر طبقه رخ می‌دهد. در حقیقت این تغییرات به‌طور هم‌زمان در نیروهای اینرسی نیز منعکس می‌شود. در زمانی که طبقه‌ی اول حداکثر نیاز خود را تجربه می‌نماید، شکل مودی اول، توزیع بار یک‌نواخت دستورالعمل FEMA را شبیه‌سازی می‌نماید. در گام زمانی که حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه‌ی پنجم ضبط می‌شود، شکل مودی اول انحراف قابل ملاحظه‌ای از حالت الاستیک اولیه دارد که سبب وارد آمدن تغییر شکل بیش‌تر به طبقات بالاتر نسبت به طبقات پایین‌تر می‌گردد. تأثیر قابل ملاحظه‌ی مد دوم در تغییر مکان نسبی بین طبقات چهارم و پنجم زمانی مشخص می‌شود که سیستم از فاز الاستیک به غیرالاستیک می‌رود. به‌طور مشابه، دیده می‌شود که مد سوم تغییر مکان نسبی را بیش‌تر در سطوح میانی تحت تأثیر قرار می‌دهد، اگر چه تفاوت نسبی قابل ملاحظه نمی‌باشد. این مشاهدات بار دیگر اهمیت منظور نمودن اشکال مودی در حالت‌های مختلف سختی سیستم را مشخص می‌نماید.

نتیجه‌گیری

استاندارد طراحی لرزه‌ای موجود در ایران بر اساس روش‌های الاستیک است که در آن از ضرایب کاهش نیرو استفاده می‌گردد. به‌منظور ارزیابی عملکرد مورد انتظار یک ساختمان، چنین روشی اساساً نیازهای کلی را ارائه می‌دهد. در حال حاضر، دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، تمرکز ارزیابی لرزه‌ای را از نیازهای کلی به نیازهای محلی اعضای سازه‌ای معطوف داشته است. در این راستا، روندهای استاتیکی شامل تحلیل‌های بار افزون نسبت به روندهای تاریخچه زمانی مقبولیت بیش‌تری یافته‌اند. اگر چه روندهای مذکور

لرزه‌ای را در حد پایین تری (در برخی رکوردها، تا میزان ۱۰۰ درصد) تخمین می‌زنند، که این امر اهمیت ارتباط مشارکت مدهای بالاتر را در سازه‌های میان مرتبه و بلندمرتبه تحت اثر زمین لرزه‌های نزدیک گسل مشخص می‌نماید.

۴- نیازهای به دست آمده براساس مقادیر حداکثر نمی‌توانند اثرات تجمعی ناشی از کاهش تناوبی را در نظر بگیرند و روش دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای در هنگامی که مشارکت مدهای بالاتر دارای اهمیت می‌گردد نمی‌تواند به‌طور مناسبی حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقات را در سطوح فوقانی پیش‌بینی نماید.

۵- روش‌های استاتیکی غیرخطی قادر به اعمال تغییرات مدهای دینامیکی ناشی از اعمال بارهای غیرالاستیک نیستند.

۶- توزیع نیروی اینرسی، که ارتباط نزدیکی با تغییر شکل‌های طبقه دارد، به‌طور پیوسته با تغییر زمان تناوب مودی و اشکال مودی در طول پاسخ غیرالاستیک تغییر می‌نماید که این تغییرات نیروهای اینرسی در روش‌های استاتیکی منعکس نمی‌گردد.

اطلاعات مهمی را در خصوص مکانیزم‌های انهدام و آسیب‌پذیری ارائه می‌دهند، اما اساساً اطلاعات فوق برای سازه‌هایی اطمینان‌بخش می‌باشد که در مد اول پاسخ قرار دارند. در این راستا، مقاله‌ی حاضر به بررسی و اعتبارسنجی روش‌های استاتیکی موجود برای تخمین نیازهای دینامیکی ساختمان‌های بتن‌آرمه تحت اثر زلزله‌های حوزوی دور و نزدیک، که میزان مشارکت مدهای بالاتر سازه افزایش می‌یابد، پرداخته و نتایج حاصل از آن‌ها را ارائه نمود. در زیر به خلاصه‌ای از این نتایج اشاره می‌شود:

۱- طراحی یک ساختمان به‌منظور حصول یک نیاز شکل‌پذیری خاص، می‌تواند منجر به نیازهای بیش‌تر در سطوح محلی گردد.

۲- از آنجایی که الگوی بار جانبی مورد استفاده در تخمین نیازها، تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر نیازهای محاسبه‌شده دارد، در هنگام استفاده از روش‌های استاتیکی غیرخطی باید دقت کافی در انتخاب الگوی بار جانبی صورت پذیرد.

۳- روش‌های بارافزون در سطوح فوقانی سازه نیازهای

مراجع

1. American Society of Civil Engineers, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", FEMA-356, Washington D.C., (2000).
۲. دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، نشریه‌ی شماری ۳۶۰، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، معاونت امور فنی، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، (۱۳۸۵).
3. FEMA-350, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-resisting Buildings, Developed by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., (2000).
4. Applied Technology Council (ATC), Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volumes 1 and 2, Report No. ATC-40, Redwood City, CA., (1996).
5. Maniatakis, C.A., Psycharis, I.N. and Spyarakos, C.C., "Effect of higher modes on the seismic response and design of moment-resisting RC frame structures", *Engineering Structures*, 56, pp. 417-430, (2013).

6. Chopra, A.K. and Goel, R., "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, pp. 561-582, (2002).
7. Jan, T. S., Liu, M. W., Kao, Y. C., "An upper-bound pushover analysis procedure for estimating seismic demands of high-rise buildings", *Engineering Structures*, 26, pp. 117-128, (2004).
8. Chopra, A. K, Goel, R. K, Chintanapakdee, C., "Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands", *Earthquake Spectra*, 20(3), pp.757-778, (2004).
9. Kalkan, E. and Kunnath, K., "Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures", *Journal of Structural Engineering*, 132(11), pp. 1721-1731, (2006).
10. Mortezaei, A., Ronagh, H.R., Kheyroddin, A., Ghodrati Amiri, G., "Effectiveness of modified pushover analysis procedure for the estimation of seismic demands of buildings subjected to near-fault earthquakes having forward directivity", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 20(6), pp. 679-699, (2011).
۱۱. مرتضایی، علیرضا، "پاسخ دینامیکی ساختمان‌های بتن‌آرمه به زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک"، رساله دکتری، دانشگاه سمنان، سمنان، (۱۳۸۹).
12. Somerville, P. G., "Development of an improved representation of near-faultground motions", *SMIP98 Proceedings of the Seminar on Utilization of Strong-Motion Data*, Oakland, CA, Sept. 15, California Division of Mines and Geology, Sacramento, pp. 1-20, (1998).