

معرفی روش تحلیل استاتیکی فزاینده غیر خطی مدی و تعیین نسبت تغییر مکان نسبی طبقات توسط آن

محمدرضا منشوری، فارغ التحصیل کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، محسن غفوری آشتیانی، استاد پژوهشگاه، عبدالرضا سرور قدمقدم، استادیار پژوهشگاه مهندسی سازه پژوهشگاه

۱- چکیده

با توسعه مفاهیم طراحی لرزه‌ای و ابزارهای محاسباتی، روش‌های تحلیل استاتیکی غیر خطی مانند روش تحلیل استاتیکی فزاینده غیر خطی (Pushover) با توجه به سادگی، سرعت انجام و سهولت تفسیر نتایج در مقایسه با روش‌های تحلیل دینامیکی غیر خطی به سرعت مورد اقبال مهندسان واقع شده‌اند. در این مقاله، روش تحلیل استاتیکی فزاینده غیر خطی مدی (Model Pushover Analysis) معرفی شده است. نتایج نسبت تغییر مکان نسبی برای چهار نوع سازه فولادی با تعداد طبقات، دوره تناوب و ضرایب تأثیر مدی متفاوت با روش MPA و روش تحلیل دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی در زلزله‌های مختلف تعیین و بایکدیگر مقایسه شده‌اند. نتایج این تحقیق می‌بیند آن است که خطای روش MPA که مقادیر آن در طبقات متفاوت است، با در نظر گرفتن اثر مدهای بالاتر، بویژه در سازه‌هایی که تأثیر مدهای بالاتر بیشتر است، کاهش می‌یابد.

واژه‌های کلیدی: تحلیل استاتیکی فزاینده غیر خطی، نسبت تغییر مکان نسبی، شکل مد، تأثیر مدهای بالاتر، سازه یکدرجه آزاد معادل.

۲- مقدمه

با افزایش ثبت زلزله‌ها و ارتقاء دانش بشر درباره این پدیده، تفسیر نحوه رفتار سازه‌ها در زمان زلزله و راهکارهای افزایش ایمنی در مقابل این پدیده نیز به روز می‌شوند. در این راستا، تعریف مشخصی از ایمنی، عملکرد و خطر زلزله باعث ایجاد زبان مشترک بین محققان و مهندسان و امکان بکارگیری این تعاریف در محاسبات سازه‌های جدید و کنترل سازه‌های موجود می‌گردد. توسعه روش‌های طراحی بر اساس عملکرد مبتنی بر این بینش جدید می‌باشد. با توسعه مفاهیم طراحی لرزه‌ای، ابزار محاسباتی نیز توسعه یافته است. در این میان، روش‌های تحلیل استاتیکی غیر خطی با توجه به سادگی، سرعت انجام و سادگی تفسیر نتایج در مقایسه با روش‌های تحلیل دینامیکی غیر خطی به سرعت مورد اقبال مهندسان واقع شده‌اند. به عنوان مثال، روش تحلیل استاتیکی فزاینده غیر خطی به عنوان پایه‌ای برای روش‌های تحلیل و کنترل سازه‌ها که می‌توان از آنها به عنوان نسل دوم روش‌های تحلیل استاتیکی غیر خطی نام برد، کاربرد یافته است [۱]. یکی از این روش‌ها تحلیل استاتیکی فزاینده غیر خطی مدی نامیده شده است. در این روش دو مفهوم نیاز لرزه‌ای و ظرفیت سازه، با ارائه مفهوم سازه یکدرجه آزاد معادل بایکدیگر مقایسه شده

و در نهایت حداکثر تغییر مکان انتهای سازه موجود بر اثر زلزله مفروض با استفاده از نگاشت آن زلزله تعیین می‌شود [۱ و ۲]. یکی از مواردی که در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها به شناخت رفتار سازه کمک می‌کند، تعیین نسبت تغییر مکان نسبی طبقات (Drift Ratio) است که در آیین‌نامه‌های مختلف مقادیر مجاز محدودیتهای آن ذکر شده‌اند. با به دست آوردن تغییر مکان نسبی طبقات و مقایسه آن با مقادیر مجاز می‌توان رفتار سازه در زلزله مورد نظر را بررسی نمود و شکل‌پذیری آن را تخمین زد. در صورتی که مدهای بالاتر تأثیر زیادی در پاسخ نهایی سازه داشته باشند، بهتر است برای محاسبه تغییر مکان نسبی طبقات از ترکیب مدها استفاده شود. در این تحقیق، از روش جدیدی برای تعیین این نسبت استفاده شده - است که مبتنی بر تعیین حداکثر تغییر مکان انتها از روش MPA یا NTHA و استفاده از آن به عنوان تغییر مکان هدف در تحلیل‌های Pushover ثانویه برای تعیین تغییر مکان طبقات و در نهایت تعیین تغییر مکان نسبی طبقات است.

۳- تحلیل استاتیکی فزاینده غیر خطی

روش تحلیل استاتیکی فزاینده غیر خطی، روش ساده‌ای است که برای برآورد پاسخ ناشی از رفتار غیر خطی سازه‌ها و اجتناب از انجام تحلیل دینامیکی غیر خطی متداول شده - است. با وجود افزایش توانایی و سرعت رایانه‌ها، تحلیل دینامیکی غیر خطی به علت وقتگیر و مشکل بودن این روش تحلیل و نیاز به دانش خاصی برای تفسیر نتایج، بویژه در حوزه رفتار غیر خطی، در محاسبات متداول رایج نیست و تنها در امور تحقیقاتی یا محاسبات سازه‌های ویژه استفاده می‌شود. با توجه به نتایج نسبتاً قابل قبول به دست آمده از این روش

تحلیل بویژه برای سازه‌هایی که مد اول تغییر شکل در آنها حاکم است و شناخت کلی که این منحنی از رفتار سازه به دست می‌دهد، می‌توان آن را روشی مناسب برای تخمین رفتار سازه دانست. به عنوان مثال، در بررسی رفتار غیر خطی برج مسکونی ۵۴ طبقه تهران از انواع تحلیل‌های خطی و غیر خطی استفاده شده است که نتایج حاصل از تحلیل Pushover قابل قبول و بادقت مناسب برآورد شده‌اند. آنچه که بر کارایی این روش می‌افزاید، امکان ترکیب آن با مفاهیم نیاز لرزه‌ای و به دست آوردن تخمینی از رفتار و پاسخ سازه طی حرکت شدید زمین دلخواه می‌باشد. در واقع در روش تحلیل استاتیکی فزاینده غیر خطی مدی از این قابلیت استفاده شده - است. با توجه به کاربرد روزافزون این روش برای تخمین پاسخ سازه‌ها، محققان بسیاری به منظور شناخت و کاهش نقاط ضعف و بهبود روش فعالیت نموده‌اند. والی و هریس روش اعمال اثرهای مد بالاتر را به صورت عملی برای سازه‌های موجود پیشنهاد کرده‌اند [۳] و کیلار و فایفر استفاده از این روش را برای ساختمانهای نامنظم بسط داده‌اند [۴]. گویتا و کونات با استفاده از تحلیل Pushover روشی برای تعیین تغییر مکان سازه بر پایه طیف پیشنهاد داده‌اند [۵] و در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود این روش و نحوه استفاده از آن گنجانده شده است [۶].

در ادامه این بخش اصول کلی و روابط حاکم بر روش تحلیل استاتیکی فزاینده غیر خطی توضیح داده شده و روش به دست آوردن منحنی ظرفیت سازه، که یکی از اهداف این نوع تحلیل می‌باشد، آورده شده است.

۳-۱- اصول کلی روش

در تحلیل استاتیکی فزاینده غیر خطی، شناخت دو عامل بسیار مهم است:

۱- نیروی جانبی وارد به سازه و شکل توزیع آن؛

$$F_i = \frac{\phi_i W_i}{\sum \phi_i W_i} V \quad (1)$$

در رابطه (۱)، F_i نیروی جانبی وارد در طبقه i ام، W_i وزن طبقه i ام و V برش پایه کل ساختمان می باشد.

در واقع نیرو و تغییر شکل حقیقی اعضا در ابتدای هر مرحله برابر با مقادیر انتهایی مرحله قبل است؛ اما در روش مذکور هر مرحله از افزایش بار جانبی تحلیل مجزایی با شرایط اولیه صفر است؛ بنابراین، برای تعیین اعضای جاری شده در مرحله آخر و تغییر مکانهای مربوطه، باید نیروها و تغییر شکلهای ناشی از مرحله قبل به نتایج مرحله بعد افزوده شوند.

پس از انجام این مراحل، امکان رسم منحنی ظرفیت سازه وجود دارد. در واقع روش تحلیل استاتیکی فزاینده غیر خطی به صورت ابتدایی، روشی مبتنی بر مد نظر قرار دادن تغییر شکلهای ناشی از مد اول حرکت سازه است. این امر در سازه هایی که مد اول آنها قسمت عمده پاسخ را تشکیل می دهد، قابل قبولتر است؛ اما، در سازه هایی که مدهای بالاتر، اثرهای قابل توجهی دارند، به نظر می رسد که فاصله نتایج حاصل با نتایج حاصل از روشهای دقیق دینامیکی افزایش می یابد. در واقع با در نظر گرفتن مدهای بالاتر در مرحله دوم می توان نتایج را بهبود داد. با توجه به این نکته، در این مقاله اثر مدهای بالاتر در پاسخ مورد بررسی قرار گرفته است. در واقع در تحلیلهای استاتیکی فزاینده غیر خطی انجام شده، نیروهای جانبی طبقات با در نظر گرفتن شکل مد تغییر شکل سازه و استفاده از الگوی توزیع بار جانبی مدی (رابطه ۱) به دست آمده است. واضح است که منحنی ظرفیت به دست آمده، بیانگر رفتار سازه در همان مد تغییر شکل می باشد. با تشکیل منحنی های ظرفیت برای هر مد به طور جداگانه و انجام مراحل مختلف تحلیل و ترکیب نتایج به دست آمده باروشهای مختلف ترکیب مدی می توان اثرهای مدهای مختلف در این نوع از تحلیل را لحاظ نمود.

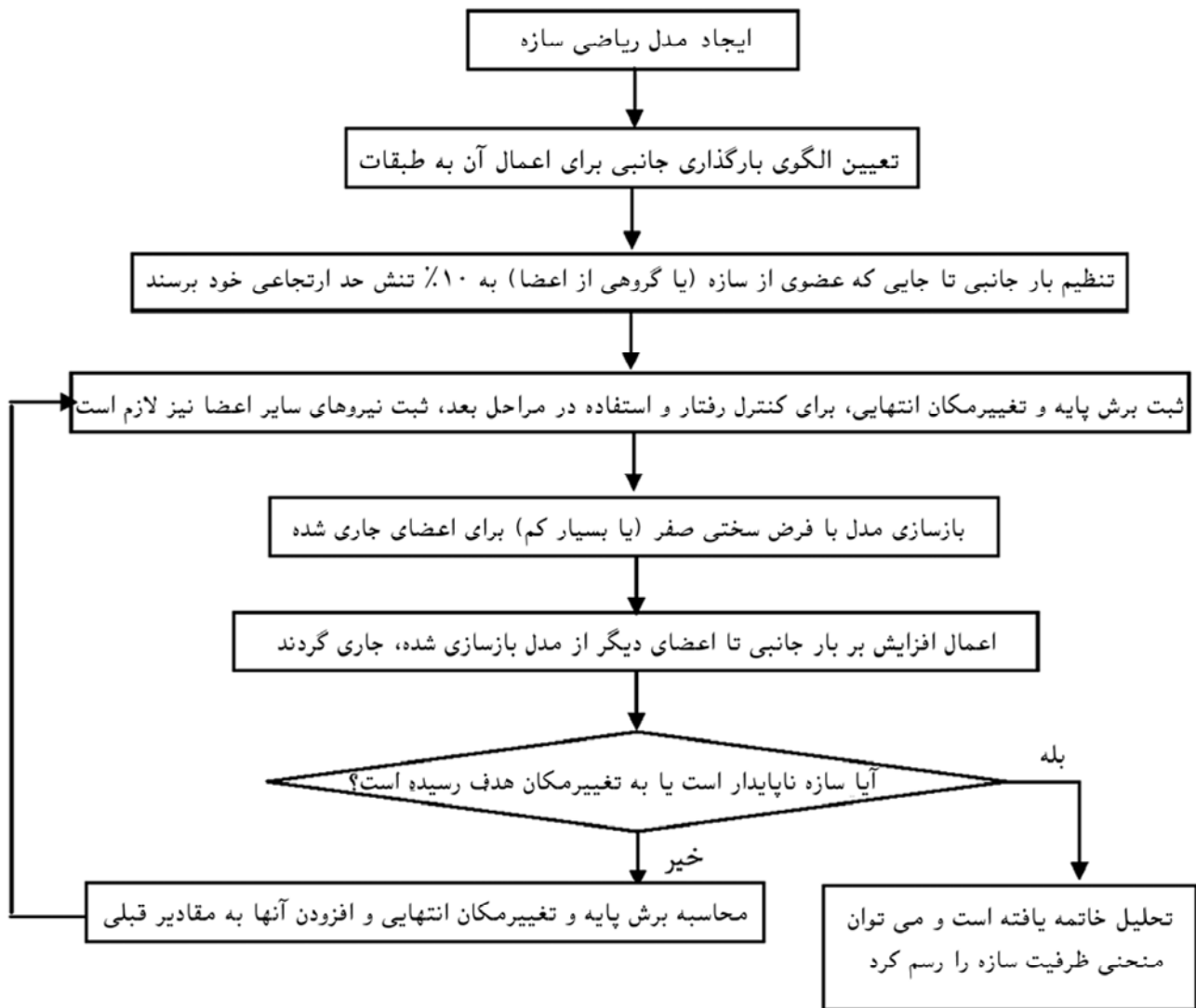
۲- نحوه رفتار اعضای مختلف سازه ای و شناخت درست رفتار غیر خطی آنها.

برای تعیین نحوه رفتار غیر خطی اعضای سازه ای، آیین نامه های مختلف روابط مفیدی پیشنهاد داده اند. از جمله می توان به آیین نامه ATC40 [V] برای سازه های بتنی، آیین نامه های FEMA273، FEMA356 [A] و دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود اشاره کرد. در این آیین نامه ها با توجه به نوع عضو سازه ای و مشخصات دیگر آن، رفتارهای غیر خطی مجزایی آورده شده است که حاصل تحقیقات فراوان و بررسی رفتار اعضای سازه ای در زلزله های گذشته می باشد. در ادامه به روند تحلیل استاتیکی فزاینده غیر خطی اشاره شده است.

۳-۲- مراحل تحلیل

منحنی ظرفیت سازه، به صورت نموداری که محور قائم آن را برش پایه و محور افقی آن را تغییر مکان بالاترین نقطه سازه تشکیل می دهد، تعریف می شود. با استفاده از برخی از برنامه ها مانند SAP2000 یا DRAIN-2DX که رفتار غیر خطی سازه در آنها قابل مدلسازی است می توان این منحنی را به طور مستقیم به دست آورد. با وجود این، اصول بکار رفته در انجام تحلیل Pushover و به دست آوردن منحنی ظرفیت در این مرحله در شکل (۱) نشان داده شده است:

در مرحله دوم، گزینه های مختلفی برای نحوه اعمال نیروی جانبی پیش روی مهندس محاسب قرار دارد که از رابطه (۱) که بر اساس اعمال نیروی جانبی به صورت حاصل ضرب جرم طبقه در مؤلفه مربوطه از شکل مد اول (ϕ_i) ارتجاعی است، برای این منظور استفاده شده است:



شکل (۱): نمودار انجام تحلیل Pushover

مفهوم سازه یکدرجه آزاد معادل می باشد. در واقع پس از به دست آوردن منحنی ظرفیت سازه از یک تحلیل Pushover، با اعمال ضریبی به مقادیر تغییرمکان انتها و برش پایه، منحنی ADRS به دست می آید [۱۰]. در روش طیف ظرفیت هدف از این کار، رسم همزمان پارامترهای نیاز و ظرفیت در یک دستگاه مختصات و تعیین نقطه تقاطع آنها به عنوان نقطه عملکرد سازه (Performance Point) می باشد؛ اما در حقیقت منحنی حاصل نشان دهنده رفتار سازه یکدرجه آزاد معادل می باشد. در این منحنی دو خطی شیب قسمت اول نشان دهنده رفتار

۴- تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی مدی

اصول اولیه روش تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی مدی (MPA) در سال ۲۰۰۱ توسط چوپرا و گوئل پیشنهاد و در سال ۲۰۰۲ اصلاح گردید [۱، ۲، ۹]. در این روش با استفاده از مفهوم سازه یکدرجه آزاد معادل و با اعمال نگاهشت زلزله دلخواه، تغییرمکان بیشینه سازه موردنظر بر اثر زلزله دلخواه در هر مد به طور جداگانه به دست می آید.

۴-۱- مفهوم سازه یکدرجه آزاد معادل

مفهوم حاکم در کلیه روشهای تحلیل استاتیکی غیرخطی

شکل (۲) مبین آن است که سختی سازه تابعی از مقدار تغییر مکان و جهت آن می باشد. با حل رابطه (۲) به صورت عددی و یا مدلسازی مستقیم سازه یکدرجه آزاد با رفتار غیرخطی نشان داده شده در شکل (۳) می توان مقدار بیشینه تغییر مکان سازه یکدرجه آزاد معادل (D_n) را به دست آورد. پس از به دست آوردن این مقدار، از رابطه (۳)، تغییر مکان بیشینه انتهای سازه اصلی محاسبه می گردد:

$$U_{r,n} = \Gamma_n \phi_{r,n} D_n \quad (3)$$

در رابطه (۳)، $U_{r,n}$ تغییر مکان بیشینه انتهای سازه اصلی، $\phi_{r,n}$ تغییر شکل انتهای سازه در مد مورد نظر و D_n تغییر مکان بیشینه سازه یکدرجه آزاد معادل می باشد.

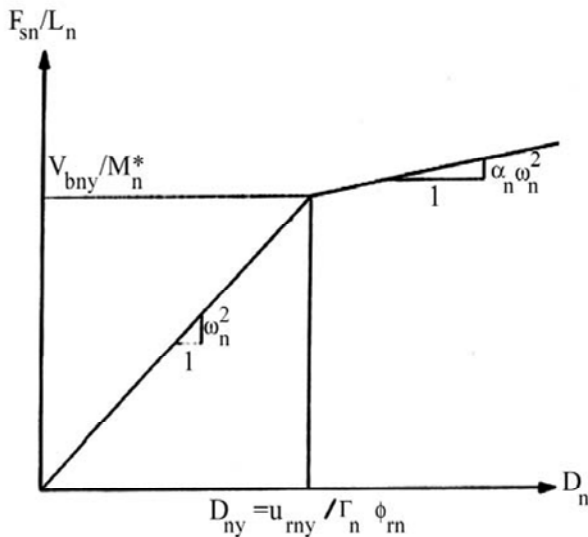
در واقع اگر روش طیف ظرفیت (CSM) روشی بر پایه تحلیل طیفی تصور شود، می توان روش MPA را روشی بر پایه تحلیل تاریخیچه زمانی به حساب آورد. نتایج نهایی دو روش CSM و MPA، تغییر مکان بیشینه سازه در مد مورد نظر می باشد. در هر دو روش با استفاده از یکی از روشهای ترکیب مدی می توان نتایج را به مدهای دیگر تعمیم داد.

خطی سازه یکدرجه آزاد معادل و شیب قسمت دوم، که معمولاً به صورت ضریبی از شیب قسمت اول بیان می شود، نشان دهنده سخت شدگی پس از تسلیم است. با داشتن این منحنی می توان رفتار غیرخطی سازه یکدرجه آزاد معادل را تعیین کرد.

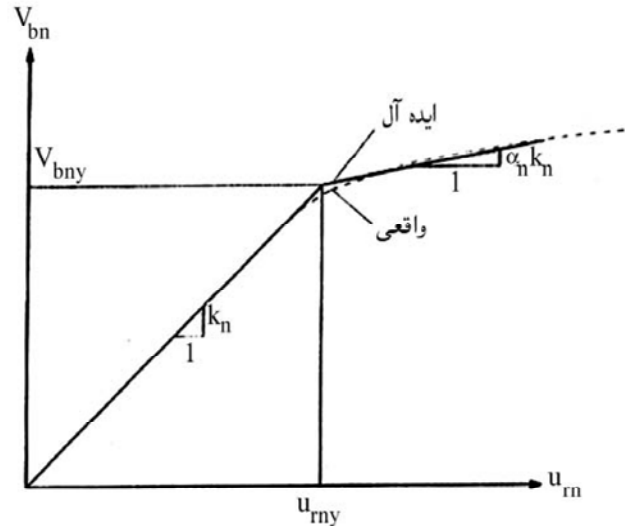
محورهای مختصات منحنی ظرفیت سازه که از یک تحلیل استاتیکی فراینده غیرخطی به دست می آید، پس از تبدیل به شکل ADRS، به منحنی رفتار غیرخطی سازه یکدرجه آزاد معادل با جرم واحد تبدیل می شود (شکل ۲). برای تعیین مقدار پاسخ این سازه باید معادله حرکت آن را تشکیل داد و سپس آن را حل کرد. با توجه به منحنی های نشان داده شده، معادله حرکت سازه یکدرجه آزاد معادل به شکل رابطه (۲) خواهد بود:

$$\ddot{D}_n + 2\xi\omega_n\dot{D}_n + \frac{F_{sn}(D_n, \dot{D}_n)}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \quad (2)$$

در رابطه (۲)، D_n پاسخ سازه یکدرجه آزاد معادل، k_n میرایی در نظر گرفته شده، ω_n فرکانس سازه در مد n ام و تاریخیچه زمانی شتاب زلزله می باشد.



ب: رابطه نیرو- تغییر مکان سازه یکدرجه آزاد معادل



الف: منحنی Pushover دوخطی شده

شکل (۲): منحنی ظرفیت و تبدیل آن به رابطه نیرو- تغییر مکان سازه یکدرجه آزاد معادل

۵- تحلیل عددی

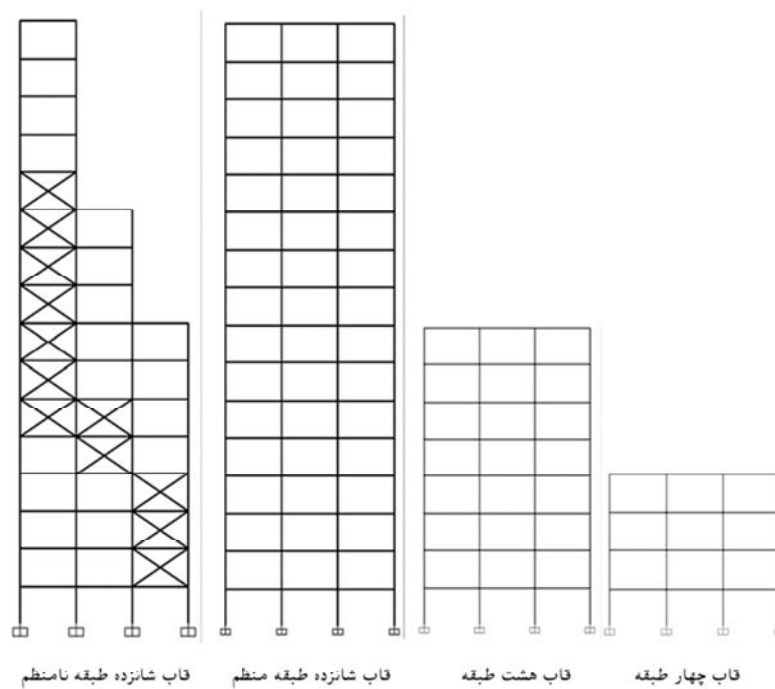
با توجه به اصول تئوری روش مطرح شده در بخش دوم و به منظور حصول به نتایج مفید و قابل استفاده، تحلیل عددی بر روی مدل‌های دوبعدی (قاب) فولادی با مشخصات مختلف (ارتفاع و نوع سیستم باربر جانبی) انجام گردیده است. به دلیل پیچیدگی ترکیب نتایج حاصل از مدهای مختلف در سازه‌های سه بعدی، از مدل‌های سه بعدی در این مرحله از تحقیق استفاده نگردیده است. در این مرحله، ابتدا مدل‌های مورد نظر و مشخصات آنها و سپس زلزله‌های استفاده شده معرفی و در ادامه نحوه اعمال روشهای تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی مدی و تحلیل دینامیکی غیرخطی بر مدل‌ها شرح داده شده است.

۵-۱- مدلسازی و تحلیل

به منظور بررسی روش در سیستم‌های مختلف از نظر پیروید غالب و ارتفاع سازه، سه مدل به صورت قاب فولادی خمشی چهار طبقه، هشت طبقه و شانزده طبقه بادمانه پنج متر

و ارتفاع طبقه سه متر مدلسازی و طبق استاندارد ۲۸۰۰ طراحی لرزه ای شدند. علاوه بر این، برای بررسی اثرهای مدهای بالاتر، یک قاب شانزده طبقه فولادی با سیستم مرکب خمشی و مفصلی- مهاربندی به مجموعه سازه‌های مورد بررسی اضافه گردید. کلیه ستونهای قابهای مذکور، قوطی و تیرهای آنها از مقطع IPE می باشد. در قاب چهارم از ناودانی دویل به عنوان بادبند استفاده شده است (شکل ۳).

در جدول (۱) مشخصات دینامیکی سازه (دوره تناوب، جرم مؤثر مدی، نسبت جرم مؤثر مدی، نسبت تجمعی جرم مؤثر مدی) و ضریب مشارکت مدی برای آن تعداد از مدها که نسبت تجمعی جرم مؤثر مدی به حداقل ۹۵٪ برسد، برای هر قاب آن آورده شده است. این جدول مبین آن است که فقط در قاب شماره ۴، اثر مد دوم قابل ملاحظه است؛ لذا، انتظار می رود که در نتایج نهایی حذف اثر این مد باعث افزایش خطا گردد.



شکل (۳): قابهای مورد بررسی

جدول (۱): مشخصات دینامیکی قابها

الف: قاب چهار طبقه

شماره مد	دوره تناوب (ثانیه)	جرم موثر مدی (t.sec ² /m)	نسبت جرم موثر مدی	نسبت تجمعی جرم موثر مدی	ضریب مشارکت مدی
۱	۷۰۳۶	۹۱۳۴	۰/۷۹۳	۰/۷۹۳	۳۷۰۲۱
۲	۰/۴۲	۷۳۱۰	۰/۱۱۴	۰/۹۰۷	۷۱۴۷
۳	۰/۲۳۲	۰/۷۶۵	۰/۰۶۶	۰/۹۳۷	۰/۸۷۴

ب: قاب هشت طبقه

شماره مد	دوره تناوب (ثانیه)	جرم موثر مدی (t.sec ² /m)	نسبت جرم موثر مدی	نسبت تجمعی جرم موثر مدی	ضریب مشارکت مدی
۱	۷۶۱۲	۱۷۸۰۳	۰/۷۶۷	۰/۷۶۷	۴۲۱۸
۲	۰/۵۸۷	۲۶۸۸	۰/۱۱۳	۰/۸۸۰	۷۶۱۷
۳	۰/۳۶	۷۱۰۵	۰/۰۴۸	۰/۹۲۸	۷۰۵۲
۴	۰/۲۴۹	۰/۵۴۱	۰/۰۲۳	۰/۹۵۱	۰/۷۳۳

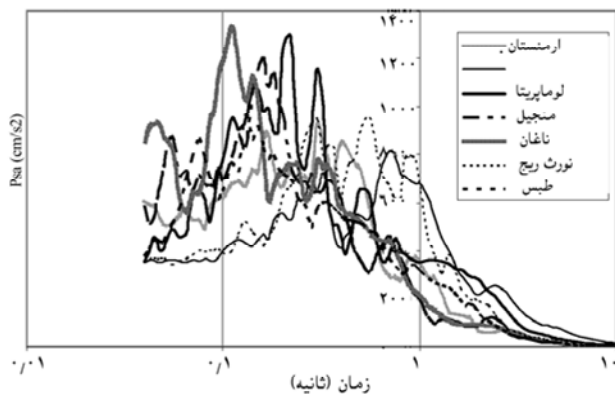
پ: قاب شانزده طبقه

شماره مد	دوره تناوب (ثانیه)	جرم موثر مدی (t.sec ² /m)	نسبت جرم موثر مدی	نسبت تجمعی جرم موثر مدی	ضریب مشارکت مدی
۱	۲۶۰۳	۳۴۲۹۹	۰/۷۳۷	۰/۷۳۷	۵۸۵۷
۲	۰/۹۹۲	۵۹۰۴	۰/۱۲۷	۰/۸۶۳	۲۴۴۰
۳	۰/۵۷۷	۲۰۲۰	۰/۰۴۲	۰/۹۰۷	۷۴۲۲
۴	۰/۴۰۱	۷۰۸۰	۰/۰۲۳	۰/۹۳۰	۷۰۴۰
۵	۰/۳۰۵	۰/۶۵۴	۰/۰۱۴	۰/۹۴۴	۰/۸۰۹
۶	۰/۲۴۷	۰/۴۷۲	۰/۰۱۰	۰/۹۵۴	۰/۶۸۸

ت: قاب شانزده طبقه نامنظم

شماره مد	دوره تناوب (ثانیه)	جرم موثر مدی (t.sec ² /m)	نسبت جرم موثر مدی	نسبت تجمعی جرم موثر مدی	ضریب مشارکت مدی
۱	۷۳۵۸	۱۴۸۷۲	۰/۴۰۰	۰/۴۰۰	۳۸۵۵
۲	۰/۵۶۰	۱۴۹۳۷	۰/۴۰۲	۰/۸۰۲	۳۸۷۰
۳	۰/۳۳۶	۴۳۶۹	۰/۱۱۸	۰/۹۲۰	۲۱۰۴
۴	۰/۲۴۸	۰/۶۵۵	۰/۰۱۸	۰/۹۳۸	۰/۸۱۱
۵	۰/۱۵۷	۰/۳۵۱	۰/۰۰۹	۰/۹۵۱	۰/۵۶۳

همپایه شدند. همپایه کردن شتابنگاشتها در تغییر محتوای فرکانسی زلزله ها تأثیری ندارد؛ اما شتابنگاشتها با PSA های مختلف، به علت تأثیرات متفاوت روی خاک محل، دارای محتواهای فرکانسی مختلف می باشند که شرح این موضوع در محدوده این مقاله نمی گنجد. طیف پاسخ این زلزله ها در شکل (۴) نشان داده شده است.



شکل (۴): طیف پاسخ زلزله های استفاده شده در تحلیل

۵-۲- مراحل تحلیل سازه ها

سازه ها با دو روش MPA و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی برای هفت زلزله تحلیل شدند. روش اول به عنوان روش اصلی و روش دوم به عنوان روش شاهد استفاده شد. با توجه به اینکه در تحلیل از منحنی ظرفیت سازه استفاده می شود، انجام تحلیل Pushover برای سازه های موجود لازم است. برای در نظر گرفتن اثرهای مدهای بالاتر در سازه های موجود، الگوی توزیع بار جانبی با توجه به شکل مدموردنظر سازه از رابطه (۱) انتخاب می گردد. در واقع اعمال بارهای جانبی باید پس از اعمال بارهای ثقلی انجام شود. در ابتدا باید کل بار ثقلی به سازه اعمال گردد و پس از آن، اعمال بار جانبی به سازه آغاز شود. انتظار می رود که بر اثر اعمال بار ثقلی به سازه هیچ گونه رفتار غیر خطی در اعضای سازه ای بروز نماید که البته نتایج نیز این موضوع را تأیید می کند. با توجه به جدول (۱) برای کلیه قابها از دو مد اول برای تحلیل

برای انجام تحلیلهای استاتیکی فزاینده غیر خطی مدی و دینامیکی غیر خطی تاریخچه زمانی، از هفت شتابنگاشت با محتوای فرکانسی، مدت و پریودهای غالب متفاوت استفاده گردید. برای ایجاد همگونی و امکان مقایسه بهتر بین نتایج و استفاده از نتایج میانگین، تمام شتابنگاشتها به $PGA=0.35g$

الف) محاسبه منحنی ظرفیت سازه‌ها

پس از انجام تحلیل Pushover، منحنی‌های ظرفیت سازه برای هر مد به دست می‌آیند. به منظور انجام تحلیل MPA، منحنی ظرفیت به دست آمده را باید به منحنی‌های دو خطی تبدیل کرد. در این راستا، سه اصل اساسی باید مورد توجه قرار گیرد:

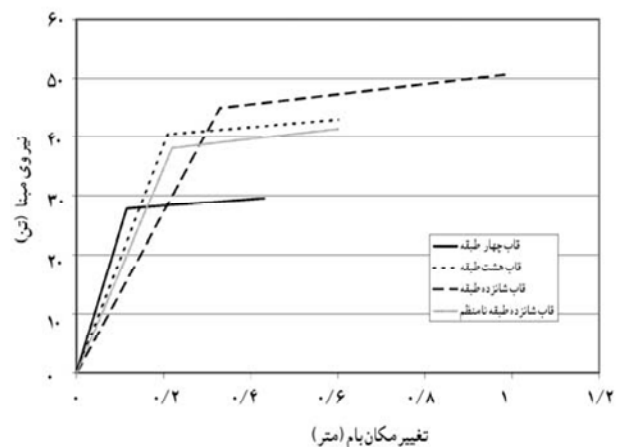
۱- شیب قسمت اولیه منحنی دوخطی مساوی شیب ابتدای منحنی اولیه است؛

۲- سطح زیر منحنی دوخطی با سطح زیر منحنی اولیه مساوی است؛

۳- نقطه گسیختگی منحنی دوخطی، منطبق بر نقطه گسیختگی منحنی اولیه است.

در شکل (۵) منحنی‌های ظرفیت حاصل برای سازه‌های

مورد بررسی تنها در مد اول نشان داده شده است.



شکل (۵): منحنی ظرفیت قابها در مد اول

ب) تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی مدی

با داشتن رفتار غیرخطی یکدرجه آزاد معادل و انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی بر روی آن، می‌توان حداکثر تغییر مکان آن را برای هر زلزله به دست آورد. برای انجام این کار از برنامه SAP 2000 و اعضای Nlink (فتر با خصوصیات دلخواه خطی و غیرخطی) برای مدلسازی رفتار غیرخطی

سازه یکدرجه آزاد معادل استفاده شده است. برای هر سازه و برای هر مد جداگانه تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی با استفاده از نگاشت زلزله‌های موجود صورت گرفته است. نتایج حاصله با استفاده از رابطه (۳) به تغییر مکان انتهایی سازه اصلی در مد مربوطه تبدیل می‌شوند. به مقدار خطای حاصل از این روش نسبت به روش دقیق دینامیکی تاریخچه زمانی در بخش چهارم اشاره شده است. یکی از مزایای این روش، همگراشدن تحلیل برای کلیه سازه‌هاست. علاوه بر آن، خطای ناشی از قرائت محل تقاطع طیف پاسخ و طیف ظرفیت که در روش تحلیل طیف ظرفیت امکان بروز آن وجود دارد، در این روش حذف می‌گردد. با توجه به اینکه انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سازه یکدرجه آزاد به زمان زیادی نیاز ندارد، برتری زمانی روش تحلیل طیف ظرفیت بر این روش قابل چشم‌پوشی است. از طرف دیگر، در روش تحلیل طیف ظرفیت در گام اول رفتار خطی یا غیرخطی سازه تشخیص داده می‌شود. در صورت خطی بودن رفتار، احتیاج به انجام سعی و خطا نیست؛ اما در روش تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی مدی در هر صورت سازه با رفتار غیرخطی، مدل و تحلیل دینامیکی می‌شود.

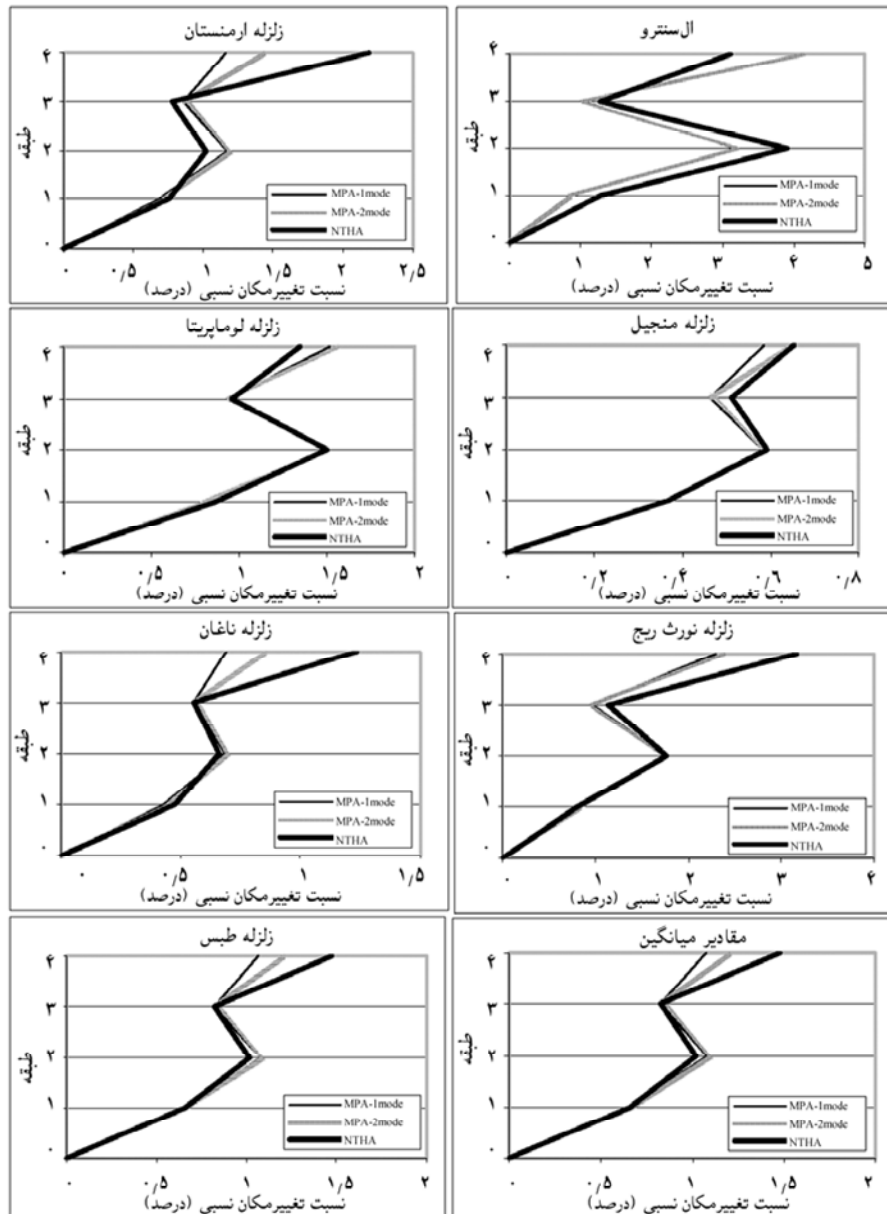
پ) تعیین نسبت تغییر مکان نسبی در قابها

یکی از مهمترین پارامترهای مؤثر در تعیین آسیب پذیری سازه‌ها، تغییر مکان نسبی طبقات (Drift Ratio) است که در آیین‌نامه‌های مختلف حدودی به عنوان حدود مجاز آن تعیین گردیده است. برای تعیین تغییر مکان نسبی در روش تحلیل دینامیکی غیرخطی، تاریخچه پاسخ هر طبقه برای هر زلزله به دست می‌آید. با کسر تاریخچه پاسخ این طبقه از تاریخچه پاسخ طبقه بالا، تاریخچه تغییر مکان نسبی (Drift) طبقه بالا تعیین می‌شود. مقدار بیشینه این تاریخچه (به صورت قدر مطلق) به عنوان تغییر مکان نسبی طبقه منظور می‌گردد.

طبقات به دست می آید. به عنوان مثال، تغییر مکان بیشینه قاب چهار طبقه در مد اول و برای زلزله ارمستان از روش MPA برابر ۱۷۶۳ سانتیمتر به دست آمده است. با انجام تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی با الگوی بارگذاری متناظر با تغییر شکل مد اول و تا جایی که انتهای سازه به تغییر مکانی برابر با ۱۷۶۳ سانتیمتر برسد، مقادیر تغییر مکان نسبی طبقات برای این قاب، برای مد اول و برای زلزله ارمستان به دست می آید. با انجام تحلیلهای مشابه برای مدها و

با تقسیم این مقدار بر ارتفاع طبقه، نسبت تغییر مکان نسبی تعیین می شود.

با توجه به بیشینه تغییر مکان انتهای به دست آمده برای هر قاب در هر مد تغییر شکل طی زلزله های مختلف، با انجام مجدد یک تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی برای آن قاب در آن مد تغییر شکل که در آن حداکثر تغییر مکان انتها برابر مقدار به دست آمده در مرحله قبل است، تغییر مکان هر طبقه از قاب در آن مد و برای آن زلزله تعیین و در نتیجه تغییر مکان نسبی



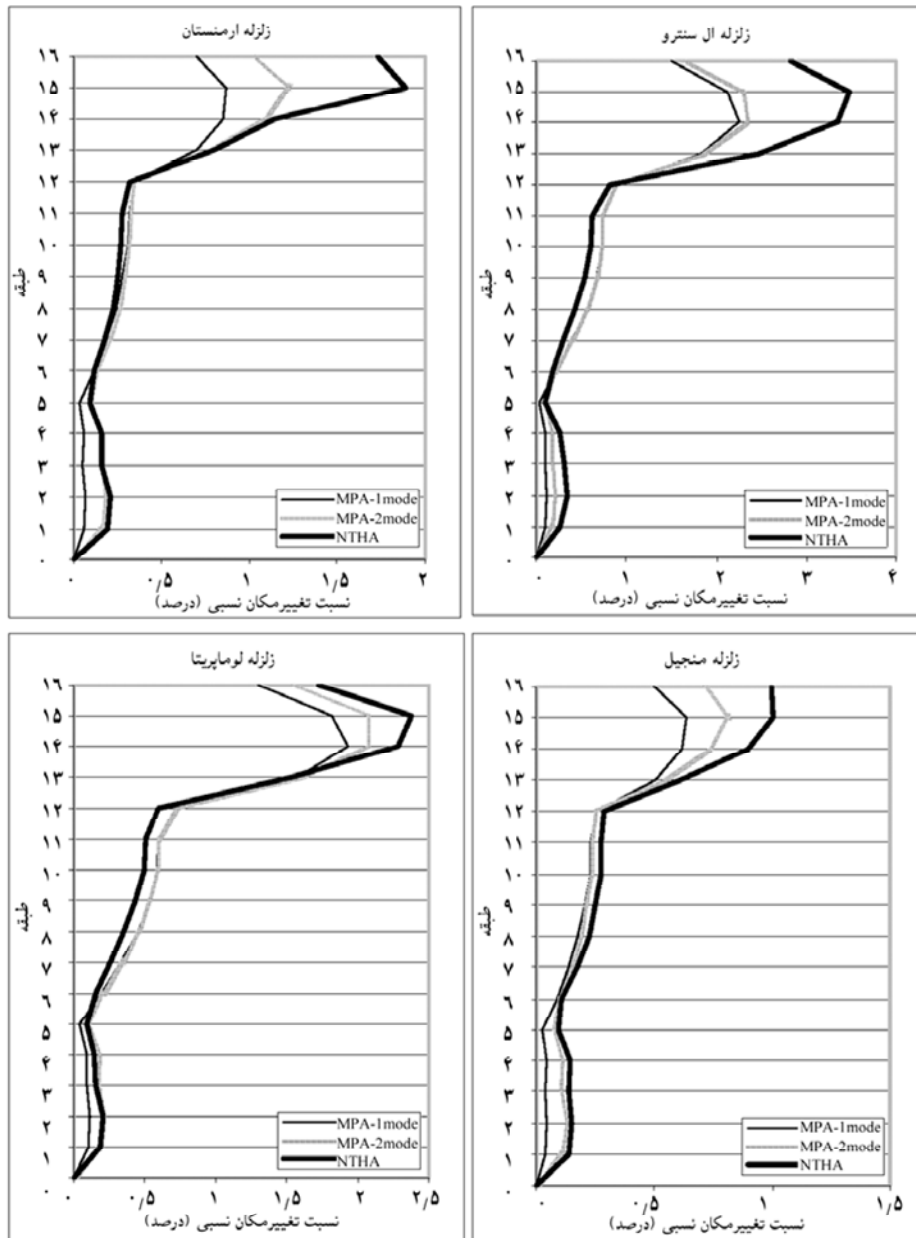
شکل (۶): نمودار نسبت تغییر مکان نسبی برای قاب چهار طبقه

زلزله های مختلف، می توان نمودار تغییر مکان نسبی طبقات را رسم نمود.

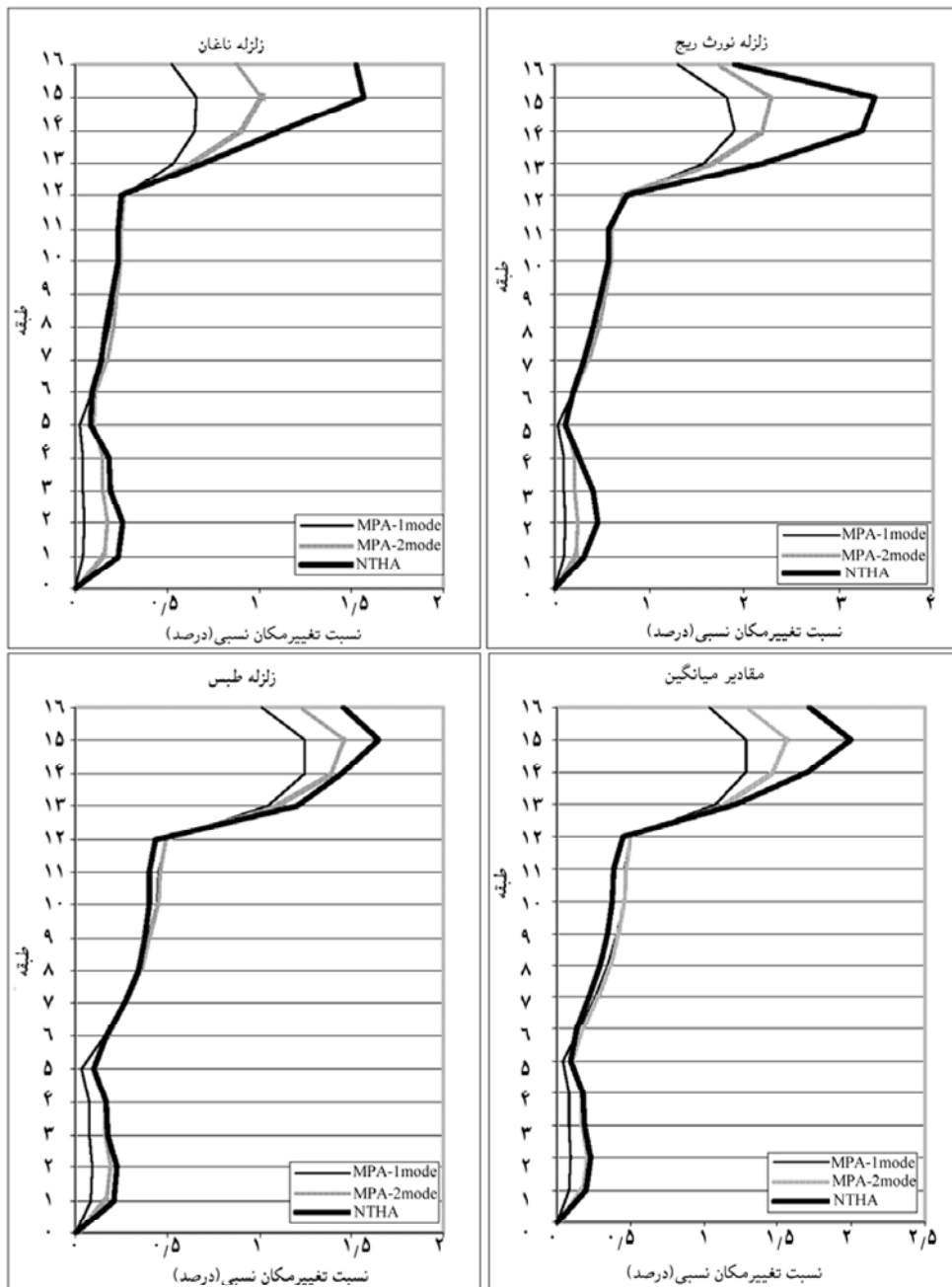
نشان داده شده است. در اشکال (۶ و ۷)، مقادیر نسبت تغییر مکان نسبی برای قابهای چهار و شانزده طبقه نامنظم و زلزله های مختلف برای حالت های مد اول و ترکیب دو مد اول با نتایج حاصل از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی مقایسه شده است. در آخرین نمودار برای هر قاب، مقادیر میانگین تغییر مکان نسبی با یکدیگر مقایسه شده اند. برای تعیین مقادیر میانگین در روش MPA، قاب

۶- نتایج تغییر مکان نسبی طبقات

در این بخش، نتایج به دست آمده برای تغییر مکان نسبی طبقات با استفاده از روش MPA آورده شده و خطای آنها نسبت به روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی



شکل (۷): نمودار نسبت تغییر مکان نسبی برای قاب شانزده طبقه نامنظم



ادامه شکل (۷)

۱- با افزایش تعداد طبقات قابها یا ارتفاع سازه یا افزایش پیرو، مقدار خطای روش MPA نسبت به روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیر خطی افزایش می یابد که این مقدار خطا در صورت در نظر نگرفتن اثر مدهای بالاتر بیشتر می شود. علاوه بر آن، تفاوت بین نتیجه حاصل از مد اول و نتیجه حاصل از ترکیب مدها با افزایش تأثیر مدهای بالاتر، افزایش می یابد.

تا مقدار میانگین تغییر مکان بیشینه هر مد در هر زلزله مورد تحلیل Pushover قرار گرفته است. در بخش بعد، نتایج حاصل از این نمودارهای بررسی و به منظور بهبود نتایج حاصل از روش MPA، مواردی پیشنهاد شده است.

۷- نتایج

اهم نتایج این تحقیق عبارتند از:

۲- با در نظر گرفتن اثر مدهای بالاتر، حتی در قاب شانزده طبقه نامنظم نیز می توان نتیجه نسبتاً خوبی در اغلب زلزله ها در مقایسه با تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی به دست آورد.

۳- در تمامی قابها تفاوت نسبت تغییر مکان نسبی در مقایسه با روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی در طبقات انتهایی بیشتر از طبقات ابتدایی است. علاوه بر آن، در تمام قابها تفاوت بین نتیجه حاصل از مد اول و نتیجه حاصل از ترکیب مدها در طبقات انتهایی بیشتر از طبقات ابتدایی است. در واقع، در طبقات انتهایی در اغلب زلزله ها نتیجه حاصل از ترکیب مدی، بین نتیجه حاصل از مد اول و نتیجه حاصل از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی قرار می گیرد.

۴- برخی نامنظمی های تغییر مکان نسبی که در نتیجه حاصل از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی دیده می شوند، قابل بازسازی توسط روش تحلیل استاتیکی فراینده غیرخطی مدی نمی باشند. نتایج حاصل بویژه در قاب هشت طبقه (نتایج در این مقاله آورده نشده است) مؤید این موضوع است.

۵- در اغلب موارد نتایج روش MPA، حتی با در نظر گرفتن اثر مدهای بالاتر، نسبت به روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی، دست پایین می باشند.

۶- با توجه به نتایج حاصل، به نظر می رسد برای استفاده از این روش در تعیین تغییر مکان نسبی طبقات باید از ضرایب بزرگتر از واحد، که تعیین آنها نیاز به تحقیقات بیشتری دارد، استفاده گردد. این ضرایب می توانند در طبقات مختلف متفاوت باشند تا به دقت نتایج حاصل افزوده شود.

۷- اگرچه در این مقاله به نحوه ملحوظ نمودن رفتار غیرخطی مقاطع اشاره نشده است، اما تحقیقات گسترده تر در این مورد بویژه در سازه های بتنی، به نتایج دقیق تری منتهی خواهد شد.

۸- یکی از موارد پیشنهادی به منظور تحقیقات آتی، بررسی رفتار سازه های سه بعدی با رفتار غالب پیچشی و تأثیر تشکیل مفاصل خمیری در تغییر رفتار دینامیکی سازه ها و جابه جایی مدهای مختلف در مراحل آتی بارگذاری می باشد.

۸- مراجع

1. Chopra, A. K. and Goel, R. K. (2001). "A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation." Report No. PEER - 2001/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
2. Chopra, A. K. and Goel, R. K. (2002). "A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Buildings." Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol. 31, pp. 561 - 582.
3. Valley, M. T. and Harris, J. R. (1998). "Application of Modal Techniques in a Pushover Analysis." 6th US National Conference on Earthquake Engineering.
4. Kilar, V. and Faifar, P. (1997). "Simple Pushover Analysis of Asymmetric Buildings." Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26, pp. 233 - 249.
5. Gupta, B. and Kunnath, S. K. (2000). "Adaptive Spectra Based Pushover Procedure for Seismic Evaluation of Structures." J. Earthquake Spectra. Vol. 16, No. 2.
- ۶- "دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود"، تهران: پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۸۱.
7. Applied Technology Council (1996). "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings." Report ATC 40, November.
8. Federal Emergency Management Agency (1998). "Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings." FEMA 273.

9.Chintanapakdee, Ch. and Chopra, A. K. (2003).“Evaluation of Modal Pushover Analysis Using Generic Frames.” J. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 32, pp. 417- 422.

۱۰- منشوری، محمدرضا. "بررسی روش طیف ظرفیت یا ظرفیت- نیاز"، سمینار کارشناسی ارشد، تهران: پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله،

۱۳۸۱. ▶

تاریخ دریافت مقاله: ۸۲/۸/۱۷