

ارزیابی روش تحلیل استاتیکی فزاینده‌ی غیرخطی مودی برای قاب‌های خمشی فولادی با اتصالات نیمه‌صلب

پنام زرفام (دکتوری)

رضا سعیدی‌نیا (کارشناس ارشد)

مسعود مفید (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

روش تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی مودی (MPA) که به تازگی برای تخمین عملکرد سازه‌ها در هنگام زلزله ارائه شده در مقایسه با روش‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی بسیار ساده‌تر است. با توجه به اینکه در سازه‌های فولادی اتصالات مفصلی درصدی لنگر انتقال داده و اتصالات صلب نیز کاملاً صلب عمل نمی‌کنند، می‌توان این اتصالات را نیمه‌صلب با درصد‌های گیرداری گوناگون در نظر گرفت. از آنجایی که دقت و درستی روش MPA برای قاب‌های خمشی فولادی با اتصالات نیمه‌صلب بررسی نشده است، در این نوشتار با انجام روش MPA بر روی قاب‌های فولادی صلب و نیمه‌صلب با درصد‌های گیرداری مختلف و مقایسه آن با تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه پاسخ (NL-RHA) به عنوان روش دقیق به این موضوع پرداخته می‌شود براساس بررسی نتایج این روش دقت قابل قبولی در تخمین تقاضاهای لرزه‌یی دارد.

واژگان کلیدی: عملکرد سازه، تحلیل استاتیکی فزاینده‌ی غیرخطی مودی، تقاضاهای لرزه‌یی، اتصالات نیمه‌صلب.

۱. مقدمه

بنابراین استفاده از آن در سازه‌هایی که مشارکت مودهای بالاتر در آن‌ها تعیین‌کننده است - مانند ساختمان‌های بلند - از اهمیت خاصی برخوردار است. این روش در ابتدا فقط روی چندین سازه‌ی خاص امتحان شده بود ولی بعد در سال ۲۰۰۲ آن را برای ساختمان‌های فولادی مورد آزمایش قرار داده و نتایج قابل قبولی به دست آوردند.^[۸] در ادامه نیز در سال ۲۰۰۴، نتایج به دست آمده‌ی قبلی بسط داده شد و دقت روش MPA برای بازه وسیعی از ساختمان‌های منظم و نامنظم و همچنین مجموعه حرکات زمین بررسی شد.^[۹]

براساس آزمایش‌های تجربی مشخص شده که اتصالات مفصلی به‌طور کامل به‌صورت مفصلی عمل نمی‌کنند و مقداری از لنگر تیر را به ستون منتقل می‌کنند؛ اتصالات صلب نیز به‌طور کامل به‌صورت صلب رفتار نکرده و ممکن است مقداری رفتار انعطاف‌پذیر از خود بروز دهند. بر همین اساس، آیین‌نامه‌ی AISC در قسمت طراحی به‌روش تنش مجاز، اتصالات قاب‌های ساختمانی را به سه دسته اتصالات مفصلی، صلب و نیمه‌صلب تقسیم می‌کند و در طراحی به‌روش بار و مقاومت ضریب‌دار (LRFD)^۱ نیز اتصالات را به دو دسته اتصالات با مقاومت کامل و اتصالات با مقاومت جزئی تقسیم می‌کند.^[۱۰] در اتصالات با مقاومت کامل، مقاومت اتصال بیشتر از مقاومت تیر وابسته است و به‌هنگام ایجاد مفصل خمیری، این مفصل در تیر تشکیل می‌شود. اما در اتصالات با مقاومت جزئی، مفصل خمیری در اتصال

از آنجا که تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی پاسخ روش پیچیده‌ی برای محاسبه‌ی تقاضاهای لرزه‌یی است، برای بررسی سازه‌هایی که وارد ناحیه‌ی غیرخطی می‌شوند از روش‌های استاتیکی غیرخطی (NSP) یا تحلیل استاتیکی فزاینده‌ی غیرخطی استفاده می‌شود.^[۳-۱] در این روش‌ها نیروهای جانبی در سرتاسر ارتفاع سازه به‌صورت یکنواخت افزوده می‌شود تا آن که تغییر مکان یک نقطه‌ی دلخواه (معمولاً بام) به تغییر مکان هدف برسد.^[۴] همچنین در این روش‌ها از توزیع ثابت نیروهای جانبی استفاده می‌شود و فرض بر این است که پاسخ نهایی سازه براساس مود اول سازه تعیین شود. این دو فرض در هنگام ورود سازه به ناحیه‌ی غیرخطی تقریبی می‌شوند، هرچند نتایج حاصله در ناحیه‌ی غیرارتجاعی برای سازه‌های کوتاه و متوسط از دقت قابل قبولی برخوردار است. در توزیع نیروهای ثابت در این روش‌ها، سهم مودهای بالاتر در نظر گرفته نمی‌شود و برای غلبه بر این محدودیت راهکارهایی برای اثر دادن مودهای بالاتر در پاسخ سازه ارائه شده است.^[۶] سرانجام در سال ۲۰۰۱، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مودی (MPA) که چندین مود را در نظر می‌گرفت و در مقایسه با سایر روش‌ها نتایج به‌مراتب دقیق‌تری از تقاضاهای لرزه‌یی ساختمان‌ها داشت، معرفی شد.^[۷] این روش توانایی تأثیر مودهای بالاتر در پاسخ سازه را دارد، و

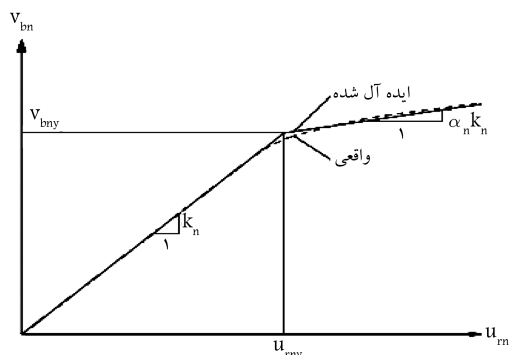
تاریخ: دریافت ۱۳۸۷/۹/۳، اصلاحیه ۱۳۸۸/۶/۱۱، پذیرش ۱۳۸۹/۲/۴.

۶. سازه تا رسیدن به تغییر مکان هدف (u_{rno}) که از معادله $u_{rno} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n$ به دست می‌آید، تحلیل استاتیکی فرایند شده و پاسخ‌های مطلوب استخراج می‌شود. در این رابطه Γ_n ضریب مشارکت مودی و ϕ_{rn} اندازه بردار شکل مود n ام در تراز بام است؛

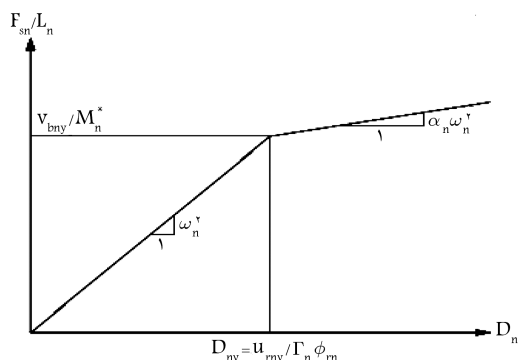
۷. تکرار مراحل ۳ تا ۷ برای تعداد کافی از مودها تا رسیدن به دقت مطلوب (۲) یا ۳ مود اول کافی است؛

۸. تعیین پاسخ کلی به‌وسیله ترکیب پاسخ‌های مودی بیشینه با استفاده از قانون ترکیب مودی SRSS.

در ادامه این مطلب، از روش MPA با نام «روش نوع A» یاد خواهد شد. نوع ساده‌تری از این روش با نام نوع B نیز وجود دارد که نیاز اجرای تمامی گام‌های روش A را برای هر حرکت زمین، در مرحله ۵ برطرف می‌کند. در این مرحله، با میانگین‌گیری هندسی از مقادیر تغییر شکل بیشینه سیستم یک‌درجه آزاد معادل برای تمام شتاب‌نگاشت‌ها، مقدار \dot{D}_n به دست می‌آید و در مرحله بعد با توجه به رابطه $\dot{u}_{rno} = \Gamma_n \phi_{rn} \dot{D}_n$ میانگین تغییر مکان هدف در هر مود تعیین می‌شود. بنابراین سازه در هر مود تنها یک‌بار تا رسیدن به این مقدار میانگین، تحت تحلیل استاتیکی فرایند غیرخطی قرار می‌گیرد. در روش A اما، به‌ازای هر مود و تحت هر شتاب‌نگاشت، یک تحلیل استاتیکی فرایند غیرخطی انجام می‌شود و در هر مود میانگین‌گیری هندسی پاسخ‌های نهایی گرفته می‌شود و در نهایت پاسخ‌های مودی به‌وسیله قانون SRSS ترکیب می‌شوند.



الف) منحنی ایده آل شده‌ی سازه‌ی چند درجه آزادی؛



ب) رابطه نیرو - تغییر مکان سازه یک درجه آزاد معادل. شکل ۱. نمودار نیرو-تغییر مکان.

ایجاد می‌شود. تحقیقات انجام شده در مورد خرابی‌های سازه‌ها در زلزله‌های گذشته نشان داده است که شکست‌های موضعی اتصالات تیر به ستون یکی از دلایل اصلی بوده و از آنجا که در آیین‌نامه‌ها و مراجع موجود، مباحث مربوط به شناخت اتصالات نیمه‌صلب و تأثیر آن بر خواص و رفتار سازه به‌اندازه‌ی اتصالات مفصلی و صلب گسترده نیست، انجام تحقیقات بیشتر ضرورت می‌یابد.

حال با توجه به اهمیت سازه‌های با اتصالات نیمه‌صلب در هنگام زلزله، به‌ویژه در حالت غیرخطی، ضرورت ارزیابی این سازه‌ها با استفاده از روش‌های غیرخطی ساده‌ی که از دقت لازم نیز برخوردار باشند، بیشتر احساس می‌شود. در همین راستا در این تحقیق با هدف ارزیابی روش استاتیکی فرایند غیرخطی مودی (MPA) بر قاب‌های مقاوم خمشی با اتصالات نیمه‌صلب، ابتدا روش مذکور معرفی شده و سپس مدل‌های مورد مطالعه و نحوه‌ی ارائه‌ی نتایج تشریح شده است؛ ضمن بررسی و مقایسه‌ی پاسخ‌های به دست آمده، مهم‌ترین نتایج این تحقیق ذکر شده است. در ادامه روش ساده‌شده‌ی از MPA بیان شده که ضمن ارائه‌ی نتایج آن، به مقایسه‌ی این روش با روش اصلی نیز پرداخته شده است.

۲. تحلیل استاتیکی فرایند غیرخطی مودی (MPA)

۱.۲. مفهوم کلی

در روش تحلیل استاتیکی فرایند غیرخطی مودی با استفاده از مفهوم سازه یک‌درجه آزاد معادل با هر مود و با اعمال شتاب‌نگاشت زلزله‌ی دلخواه، تغییر مکان بیشینه‌ی سازه یک‌درجه آزاد معادل تحت اثر شتاب‌نگاشت از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی پاسخ محاسبه می‌شود و با ضرب این مقدار در ضریب مشارکت مودی، تغییر مکان هدف سازه‌ی اصلی در هر مود به دست می‌آید. سپس در هر مود به‌طور جداگانه، تحلیل استاتیکی فرایند غیرخطی بر روی سازه‌ی اصلی و تحت تأثیر نیروی جانبی متناسب با شکل مود مورد نظر، تا رسیدن به تغییر مکان هدف انجام می‌شود. در نهایت پاسخ‌های مطلوب با ترکیب پاسخ‌های به دست آمده از تحلیل استاتیکی فرایند غیرخطی پاسخ سازه در هر مود تعیین می‌شود.

۲.۲. روش MPA به صورت گام به گام

روش MPA را می‌توان به صورت گام به گام به شکل زیر خلاصه کرد: [۷]

۱. محاسبه‌ی فرکانس‌های طبیعی (ω_n) و مودهای ϕ_n برای ارتعاش کشسان خطی ساختمان؛

۲. تشکیل منحنی ظرفیت به صورت برش پایه - تغییر مکان بام ($V_{bn} - u_{rn}$) برای مود m ام تحت توزیع نیروی $s_n^* = m \phi_n$ ؛

۳. ایده‌آل‌سازی منحنی ظرفیت به صورت منحنی دوخطی با نسبت سختی پس از تسلیم α_n (شکل الف)؛

۴. تبدیل منحنی ظرفیت ایده‌آل‌سازی شده به منحنی ADRS با رابطه‌ی نیرو - تغییر شکل: $F_{sn}/L_n - D_n$ (شکل ب)؛

۵. محاسبه‌ی تغییر شکل بیشینه (D_n) در m امین مود سیستم یک‌درجه آزاد غیرکشسان با رابطه‌ی نیرو - تغییر شکل به دست آمده در گام‌های قبل از طریق حل معادله‌ی $-\ddot{u}_g(t) = \ddot{D}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{D}_n + F_{sn}/L_n$ یا از طیف پاسخ (یا طرح) غیرکشسان برای هر شتاب‌نگاشت؛

۳. سیستم‌های سازه‌یی، حرکات زمین و آمار پاسخ

۱.۳ معرفی سیستم‌های سازه‌یی

۱.۱.۳ قاب‌های صلب

قاب‌های با اتصالات صلب همگی دارای سه دهانه و با ۶ ارتفاع مختلف ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۱۸ طبقه هستند. اندازه‌ی طول دهانه‌ها به‌طور ثابت ۵ متر، و ارتفاع طبقات نیز ثابت و برابر ۳ متر فرض می‌شود. تمامی ستون‌های قاب‌ها از مقطع IPE و تیرها از مقطع IPE است. به‌منظور بارگذاری زلزله از ویرایش سوم آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) استفاده شده است.^[۱۱] تمام مدل‌ها از نوع قاب خمشی ویژه با کاربری مسکونی‌اند و در منطقه با پهنه‌ی خطر نسبی زلزله خیلی زیاد و بر روی زمین نوع II قرار گرفته‌اند. تحلیل مدل‌ها تحت ترکیبات بارگذاری متعارف و همچنین تحت ترکیبات بارگذاری ویژه، براساس پیوست دوم آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، انجام گرفته و با توجه به فلسفه‌ی تیر ضعیف و ستون قوی طراحی شده‌اند. به‌همین دلیل مفصل‌های خمیری تنها در انتهای تیرها و در پای ستون‌های طبقه‌ی اول تشکیل خواهد شد. در طراحی این قاب‌ها کنترل شاخص تغییر مکان نسبی طبقات نیز انجام شد. براساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰، تغییر مکان نسبی واقعی (غیرخطی) هر طبقه بر اثر زلزله - که از حاصل ضرب تغییر مکان نسبی (خطی) در $0.7R$ به دست می‌آید - نباید از 0.2 ارتفاع آن طبقه تجاوز کند.

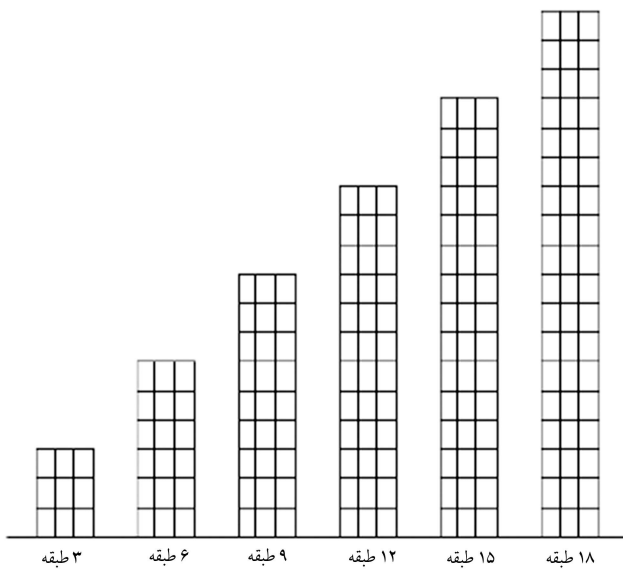
۲.۱.۳ قاب‌های نیمه‌صلب

چنان‌که در بخش قبیل اشاره شد، بارگذاری قاب‌ها براساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ انجام گرفته و پس از بارگذاری، قاب‌ها با فرض گیرداری 0.1 در تمام اتصالات تحلیل شده و براساس آیین‌نامه‌ی AISC-ASD ۱۹۸۹ و با نرم‌افزار ETABS ۲۰۰۰ با رعایت فلسفه‌ی تیر ضعیف و ستون قوی طراحی شده‌اند. به‌منظور مقایسه‌ی بهتر انواع قاب‌ها و بررسی تأثیر مستقیم اتصالات نیمه‌صلب، هیچ‌گونه طراحی برای قاب‌های نیمه‌صلب صورت نگرفته است و این قاب‌ها با همان مقاطع قاب‌های صلب بوده و تنها با جایگزین کردن اتصالات نیمه‌صلب با درصدهای گیرداری مختلف به جای اتصالات آنها به دست می‌آیند. در شکل ۲ انواع قاب‌های صلب و نیمه‌صلب مورد بحث نشان داده شده است. برای مدل‌سازی اتصال نیمه‌صلب باید با استفاده

از داده‌های آزمایشگاهی و مطالعات تحلیلی انجام شده بر اتصال نیمه‌صلب رایج، پارامترهایی نظیر سختی اولیه، سختی پس از تسلیم، و مقدار لنگر تسلیم تعیین شوند. در این تحقیق برای تعیین سختی اتصال از نظریه‌ی خط تیر استفاده شده است.^[۱۲] و برای گیرداری 0.9 ، 0.75 و 0.5 مقادیر سختی‌ها به دست آمده است. فرمول مورد استفاده برای تعیین سختی عبارت است از:

$$K_{\theta} = \frac{2REI}{(100 - R)L} \quad (1)$$

که در آن، EI سختی خمشی تیر، R درصد گیرداری اتصال، و L طول تیر است. با توجه به رابطه‌ی ۱ مقادیر سختی خمشی اتصال برای تیرهای مختلف و درصدهای گیرداری 0.9 ، 0.75 و 0.5 ، و همچنین سایر پارامترهای مورد نیاز برای مدل‌سازی اتصال نیمه‌صلب در جدول ۱ آورده شده است.



شکل ۲. تعداد طبقات انواع قاب‌های سه‌دهانه‌ی مورد استفاده.

جدول ۱. مشخصات اتصالات نیمه‌صلب به کار رفته در قاب‌های مختلف.

مقطع	IPE۳۰۰	IPE۳۳۰	IPE۳۶۰	IPE۴۰۰	IPE۴۵۰	تیر	درصد گیرداری اتصالات	
L(cm)	۵۰۰	۵۰۰	۵۰۰	۵۰۰	۵۰۰			
I_x (cm ^۴)	۸۳۵۶	۱۱۷۷۰	۱۶۲۷۰	۲۳۱۳۰	۳۳۷۴۰			
M_y (t.cm)	۱۳۳۷	۱۷۱۲	۲۱۶۹	۲۷۷۶	۳۶۰۰			
K_{θ} (t.cm/rad)	۶۱۳۳۳۴	۸۶۳۹۲۳	۱۱۹۴۲۲۵	۱۶۹۷۷۵۱	۲۴۷۶۵۲۹	$R = 0.9$		
$M_p = 0.75 M_{y,beam}$	۱۰۰۳	۱۲۸۴	۱۶۲۷	۲۰۸۲	۲۷۰۰			
α (%)	۱۰	۱۰	۱۰	۱۰	۱۰			
K_{θ} (t.cm/rad)	۲۰۴۴۴۵	۲۸۷۹۷۴	۳۹۸۰۷۵	۵۶۵۹۱۷	۸۲۵۵۱۰	$R = 0.75$		
$M_p = 0.75 M_{y,beam}$	۱۰۰۳	۱۲۸۴	۱۶۲۷	۲۰۸۲	۲۷۰۰			
α (%)	۱۰	۱۰	۱۰	۱۰	۱۰			
K_{θ} (t.cm/rad)	۶۸۱۴۸	۹۵۹۹۱	۱۳۲۶۹۲	۱۸۸۶۳۹	۲۷۵۱۷۰	$R = 0.5$		
$M_p = 0.75 M_{y,beam}$	۱۰۰۳	۱۲۸۴	۱۶۲۷	۲۰۸۲	۲۷۰۰			
α (%)	۱۰	۱۰	۱۰	۱۰	۱۰			

جدول ۲. شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در مجموعه‌ی LMSR.

شماره	نام شتاب‌نگاشت	M	ایستگاه	R (km)	PGA (cm/s ²)
۱	Imerial Valley ۱۹۷۹	۶٫۵	Chihuahua	۲۸٫۷	۲۴۹
۲	Imerial Valley ۱۹۷۹	۶٫۵	Cucapah	۲۳٫۶	۳۰۳
۳	Imerial Valley ۱۹۷۹	۶٫۵	El Centro Array #۱۲	۱۸٫۲	۱۴۰
۴	Imerial Valley ۱۹۷۹	۶٫۵	Parachute Test Site	۱۴٫۲	۱۰۹
۵	Loma Prieta ۱۹۸۹	۶٫۹	Gilroy Array #۳	۱۴٫۴	۳۶۰
۶	Loma Prieta ۱۹۸۹	۶٫۹	Gilroy Array #۴	۱۶٫۱	۲۰۸
۷	Loma Prieta ۱۹۸۹	۶٫۹	Hollister City Hall	۲۸٫۲	۲۱۱
۸	Loma Prieta ۱۹۸۹	۶٫۹	Hollister Diff. Array	۲۵٫۸	۲۷۴
۹	Loma Prieta ۱۹۸۹	۶٫۹	Saratoga - W Valley Coll	۱۳٫۷	۲۵۰
۱۰	Northridge ۱۹۹۴	۶٫۷	Canoga Park - Topanga Canyon	۱۵٫۸	۴۱۲
۱۱	Northridge ۱۹۹۴	۶٫۷	Canyon Country - W Lost Cany	۱۳٫۰	۴۷۳
۱۲	Northridge ۱۹۹۴	۶٫۷	Northridge - Saticoy St	۲۹٫۵	۳۶۱
۱۳	Superstation Hills ۱۹۸۷	۶٫۷	El Centro Imp. Co. Cent	۱۳٫۹	۲۵۳
۱۴	Superstation Hills ۱۹۸۷	۶٫۷	Westmorland Fire Station	۱۳٫۳	۲۰۷
۱۵	Superstation Hills ۱۹۸۷	۶٫۷	Wildlife Liquef. Array	۲۴٫۴	۲۰۳

لگاریتم طبیعی n حالت مشاهده شده تعریف می‌شود:

$$\hat{x} = \exp \left[\frac{\sum_{i=1}^n \ln x_i}{n} \right], \quad \delta = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (\ln x_i - \ln \hat{x})^2}{n-1} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

۴. ارائه‌ی نتایج و ارزیابی روش MPA

هدف این بخش ارزیابی دقت و درستی روش MPA (نوع A و B) بر روی قاب‌های خمشی فولادی با اتصالات صلب و نیمه‌صلب با درصد‌های گیرداری متفاوت است. برای این منظور مقادیر میانگین تغییر مکان نسبی طبقه از روش‌های MPA و تحلیل تاریخی پاسخ غیرخطی (NL-RHA) با هم مقایسه شده‌اند. همچنین آمارهای پاسخ انحراف^۲ و پراکندگی^۴ در تخمین تقاضا در روش MPA ارائه و تحلیل شده است. نتایج تغییر مکان نسبی جانبی طبقه و تفسیر آنها برجسته شده است زیرا این نتایج بیشتر نشان‌دهنده‌ی میزان خسارت سازه‌اند.

۴.۱. مقایسه‌ی نتایج روش MPA با روش NL-RHA

روش‌های دقیق NL-RHA و تقریبی MPA بر هر ۲۴ قاب و تمام ۱۵ تحریک اعمال شد. مقادیر تغییر مکان نسبی طبقه از دو روش و همچنین با در نظر گرفتن ۱، ۲ یا ۳ مود در روش MPA محاسبه شد. در شکل ۳ این مقادیر میانگین تغییر مکان نسبی طبقه برای ۲۴ حالت (قاب‌های ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۱۸ طبقه صلب و نیمه‌صلب با درصد‌های گیرداری ۰٫۹٪، ۰٫۷۵٪ و ۰٫۵٪) نشان داده شده است. تغییر مکان نسبی طبقه برای قاب‌های بلندتر به‌صورت غیریکنواخت در حال افزایش است و هرچه درصد گیرداری اتصال نیمه‌صلب کم‌تر می‌شود، تغییر مکان نسبی طبقه افزایش می‌یابد. نکته‌ی قابل توجه در این اشکال این است که مود اول به‌تنهایی برای محاسبه‌ی تغییر مکان نسبی طبقه کافی نیست زیرا پاسخ‌هایی که به‌وسیله‌ی

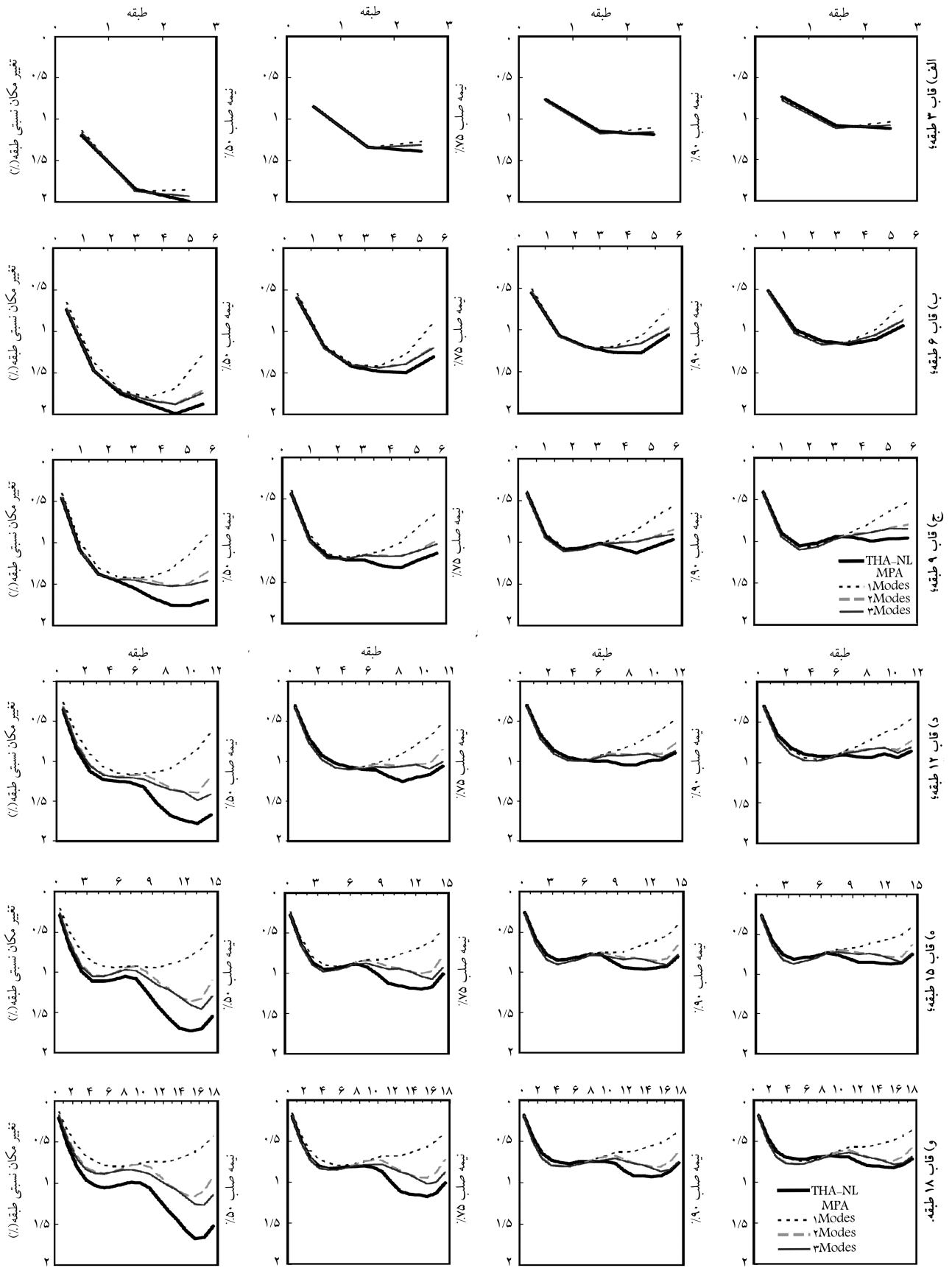
۲.۳. حرکات زمین

به‌منظور انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخی پاسخ بر روی مدل‌های ارائه‌شده و نیز سیستم‌های یک‌درجه آزاد معادل نظیر هر مود، مجموعه‌ی ۱۵ رکورد با شدت بزرگ و فاصله‌ی کوچک (LMSR) تعریف می‌شود (جدول ۲). برای ایجاد همگونی، امکان مقایسه‌ی بهتر نتایج، و نیز استفاده از نتایج میانگین، رکوردهای انتخابی مربوط به یک منطقه است و از زلزله‌های ایالت کالیفرنیا با شدت بزرگ (۶٫۹ تا ۶٫۵ M) و با فاصله‌ی کوچک (۳۰ تا ۱۳ km) ($R = 13$) که بر روی خاک سفت (سایت NEHRP کلاس D) ثبت شده‌اند، انتخاب شده است.

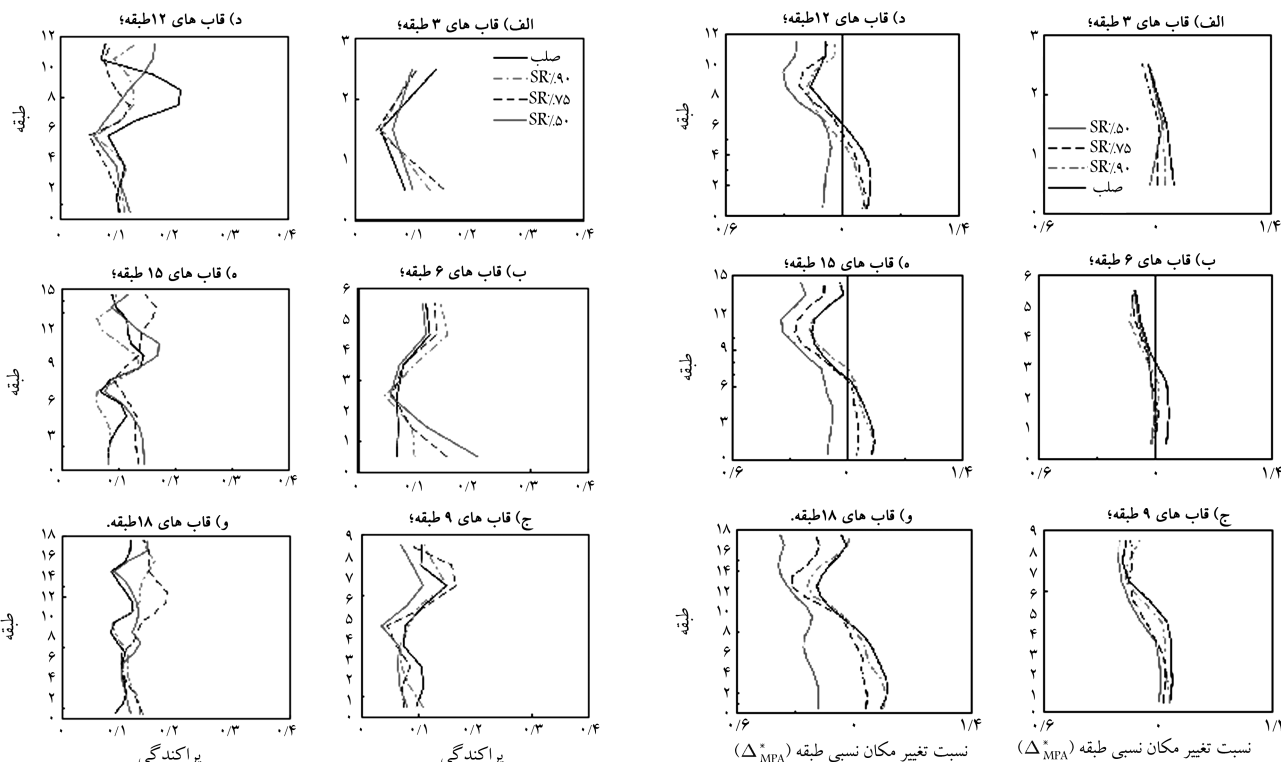
۳.۳. آمارهای پاسخ

پاسخ دینامیکی هر سیستم سازه‌ی ۱۵ حرکت مختلف زمین به‌وسیله‌ی تحلیل غیرخطی تاریخی پاسخ NL-RHA با استفاده از نرم‌افزار DRAIN-۲DX و روش MPA تعیین شد.^[۱۳] مقدار دقیق بیشینه پاسخ سازه (r) را که به‌وسیله‌ی روش NL-RHA تعیین می‌شود r_{NL-RHA} ، می‌نامیم و مقدار تقریبی آن را از روش MPA با r_{MPA} نمایش می‌دهیم. براساس این اطلاعات، برای هر حرکت زمین یک نسبت پاسخ وجود دارد که توسط معادله‌ی $r_{MPA}^* = r_{MPA} \div r_{NL-RHA}$ تعیین می‌شود. میانگین نسبت پاسخ نشان‌دهنده‌ی انحراف داده‌های آماری (bias) روش MPA است. اختلاف این نسبت پاسخ با عدد ۱ نشان‌دهنده‌ی میزان انحراف است: اگر نسبت پاسخ کم‌تر از ۱ باشد میانگین پاسخ با تخمین دست پایین به دست می‌آید، و اگر نسبت پاسخ بیشتر از ۱ باشد با تخمین دست بالا به‌دست می‌آید.

در این تحقیق مقادیر میانگین^۲ را با \hat{x} نمایش داده، و به‌صورت میانگین هندسی ($n = 15$) مقدار مشاهده شده (x_i) از r_{MPA} ، r_{NL-RHA} و r_{MPA}^* تعریف می‌شود. پراکندگی اندازه‌گیری شده (δ) از r_{MPA}^* نیز به‌صورت انحراف استاندارد



شکل ۳. میانگین تغییر مکان نسبی طبقه که با استفاده از روش‌های MPA و NL-RHA برای همه‌ی قاب‌ها تعیین شده است.



شکل ۴. میانگین نسبت تغییر مکان نسبی طبقه Δ_{MPA}^* برای قاب‌های صلب و نیمه‌صلب.

شکل ۵. پراکندگی نسبت تغییر مکان نسبی طبقه Δ_{MPA}^* برای قاب‌های صلب و نیمه‌صلب.

انحراف کم‌تر از ۲۵٪ تخمین می‌زند. اگرچه در طبقات فوقانی قاب‌های با اتصالات نیمه‌صلب ۱۵ و ۱۸ طبقه، این تخمین‌ها دست‌پایین‌تر و با انحراف تقریباً ۳۰٪ هستند. - برای ارتفاع قاب (تعداد طبقات) ثابت، روش MPA برای قاب‌هایی با زمان تناوب بزرگ‌تر (اتصال نیمه‌صلب با درصد‌گیری کمتر) نسبت به قاب‌های با زمان تناوب کوچک‌تر، انحراف میل به افزایش دارد زیرا سهم مودهای بالاتر در قاب‌های با زمان تناوب طولانی‌تر مهم می‌شود.

در شکل ۵، پراکندگی نسبت تغییر مکان نسبی (Δ_{MPA}^*) که در سراسر ارتفاع همه‌ی ۲۴ قاب رسم شده، نشان داده می‌شود. کوچک‌ترین پراکندگی کم‌تر از ۵٪ است که در قاب‌های کوتاه رخ داده، اما برای قاب‌های بلندتر میل به افزایش دارد گرچه این تمایل همیشگی نیست. پراکندگی برای قاب‌های بلند نیز کوچک‌تر از ۲۵٪ است. به‌طور کلی پراکندگی برای یک قاب صلب یا نیمه‌صلب خاص، با افزایش ارتفاع میل به افزایش دارد زیرا سهم مودهای بالاتر مهم‌تر می‌شود.

برای نشان‌دادن این‌که چگونه مقادیر انحراف و پراکندگی دقت و درستی روش MPA را شرح می‌دهند، در شکل ۶ نمودار نتایج روش MPA از تغییر مکان نسبی طبقه (Δ_{MPA}) در مقابل مقدار دقیق (Δ_{NL-RHA}) رسم شده است. نتایج برای تغییر مکان‌های نسبی طبقات بالا، وسط و پایین قاب‌های ۱۲ طبقه‌ی نیمه‌صلب با درصد‌های‌گیری ۹۰٪، ۷۵٪ و ۵۰٪ ارائه شده است. در این شکل هر نقطه برابر یک حرکت زمین و نقاط روی قطر ($\Delta_{MPA} = \Delta_{NL-RHA}$) را نمایش می‌دهد. نقاط بالای این خط بیان‌گر این نکته است که MPA تخمین‌های دست‌بالایی برای هر تحریک خواهد داشت. نقاط زیر خط نیز حاکی از آن است که MPA تخمین‌های دست‌پایین را نشان داده است. مقدار میانگین و پراکندگی نسبت تغییر مکان نسبی (Δ_{MPA}^*) نیز در شکل نشان داده شده است.

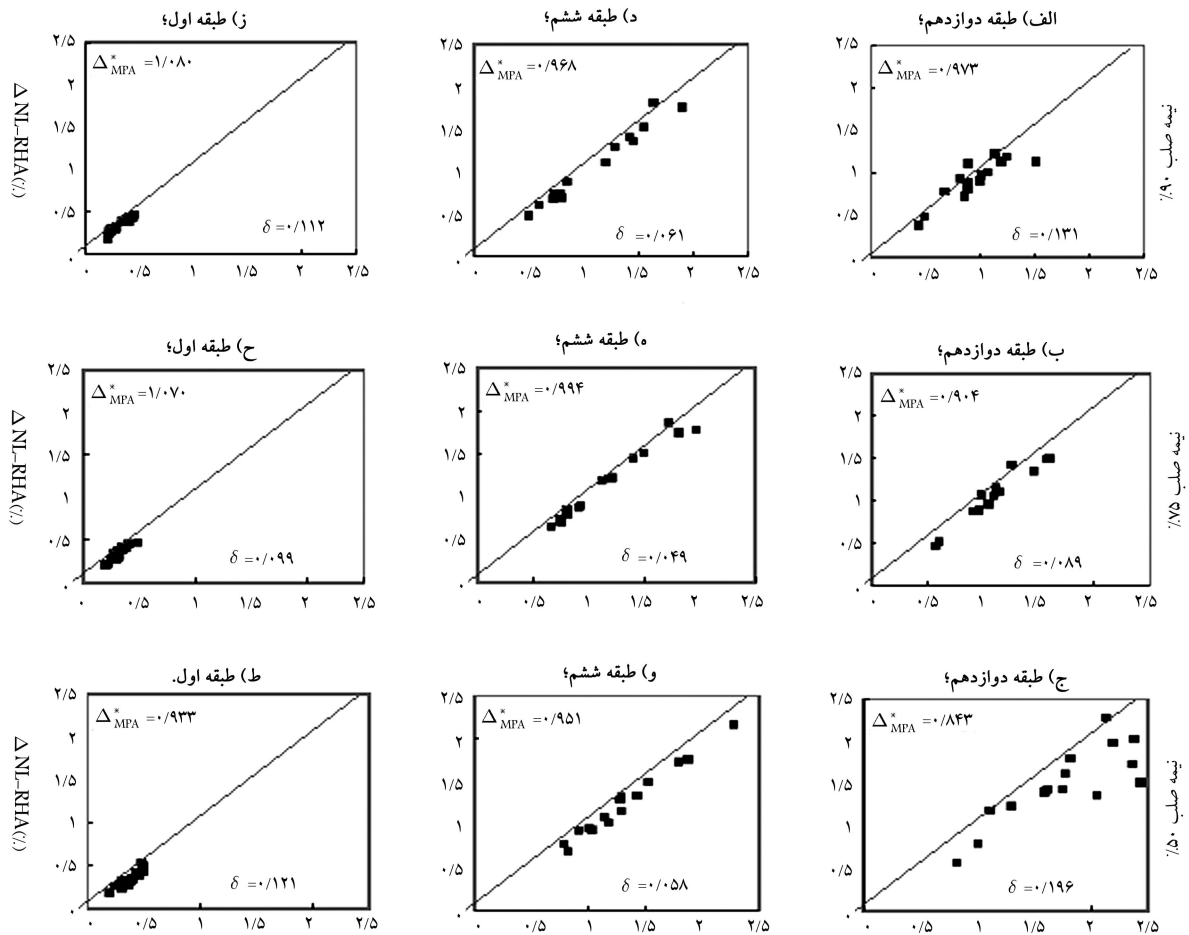
روش MPA با در نظر گرفتن مود دوم برای قاب‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه و با در نظر گرفتن مود دوم و سوم برای قاب‌های ۱۲، ۱۵ و ۱۸ طبقه تخمین زده می‌شود، دقت بهتری خواهند داشت. روش MPA در طول ارتفاع نتایج قابل قبولی را در طبقات پایینی و میانی همه‌ی قاب‌ها ارائه می‌دهد ولی دقت این روش در طبقات فوقانی قاب‌های بلندتر کاهش می‌یابد.

باید توجه داشت که بیشینه تغییر مکان نسبی طبقه به دست آمده از تحلیل غیرخطی تاریخیچه پاسخ برای همه‌ی قاب‌ها (نمودارهای با خط مشکی توپر) کم‌تر از ۲٪ است که این نشان‌دهنده‌ی ضابطه‌ی قابل قبول آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) برای تغییر مکان نسبی واقعی (غیرخطی) طبقه است؛ این قاب‌ها با توجه به این ضابطه کنترل شده‌اند.

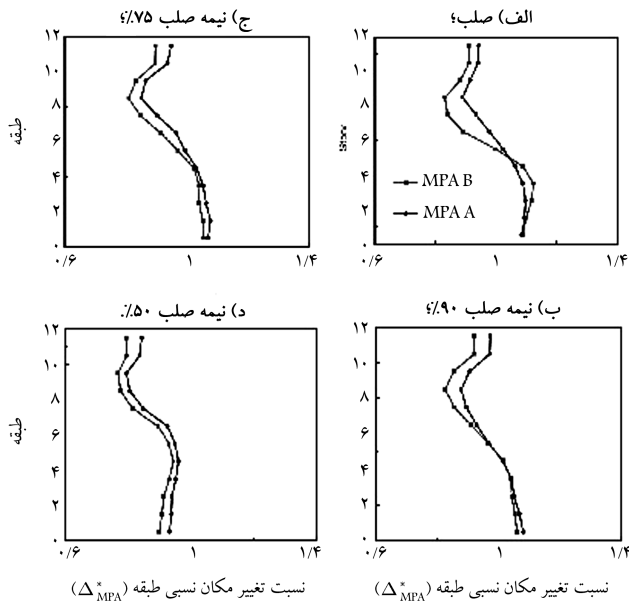
۲.۴. انحراف و پراکندگی روش MPA

شکل ۴ میانگین نسبت تغییر مکان نسبی (Δ_{MPA}^*) را با در نظر گرفتن ۳ مود برای ۲۴ قاب صلب و نیمه‌صلب نشان می‌دهد. این نتایج که نشان‌دهنده‌ی انحراف روش هستند عبارت‌اند از:

- روش MPA کم‌ترین انحراف را برای قاب‌های سه طبقه دارد و با افزایش طبقات نسبتاً انحراف بیشتری پیدا می‌کند.
- روش MPA به‌درستی و به‌طور دقیق تقاضای لرزه‌یی را برای قاب‌های ۳ و ۶ طبقه‌ی صلب و نیمه‌صلب تخمین می‌زند و انحراف روش برای این قاب‌ها به‌ترتیب کم‌تر از ۵ و ۱۰ درصد است.
- روش MPA تغییر مکان نسبی را برای قاب‌های ۹، ۱۲، ۱۵ و ۱۸ طبقه با



شکل ۶. نمودار نتایج روش MPA از تغییر مکان نسبی جانبی Δ_{MPA} در برابر مقادیر دقیق به دست آمده از روش تحلیل تاریخی پاسخ غیرخطی Δ_{NL-RHA} برای طبقات فوقانی، میانی و تحتانی قاب‌های ۱۲ طبقه نیمه‌صلب.



شکل ۷. مقایسه میانگین نسبت تغییر مکان نسبی طبقه Δ_{MPA}^* تعیین شده از روش MPA نوع A و B برای قاب‌های ۱۲ طبقه صلب و نیمه‌صلب با درصدهای گیرداری ۹۰٪، ۷۵٪، و ۵۰٪.

نکته‌یی که در قسمت ج شکل ۶ مشاهده می‌شود این است که تغییر مکان نسبی بالاترین طبقه در قاب ۱۲ طبقه‌ی نیمه‌صلب با درصد گیرداری ۵۰٪ دارای انحراف بزرگ به‌اندازه‌ی ۱۶٪ و نیز پراکندگی بزرگ با اندازه‌ی ۲۰٪ است. زیرا نقاط در بازه وسیعی بین تخمین دست پایین و تخمین دست بالا پراکنده شده‌اند. بنابراین در این حالت روش MPA برای برخی رکوردها نادرست است. با مقایسه کردن این حالت با قسمت ب برای قاب ۱۲ طبقه‌ی نیمه‌صلب با درصد گیرداری ۷۵٪ مشاهده می‌شود که انحراف آن با مقدار ۱۰٪ همچنان بزرگ ولی پراکندگی کوچک‌تر و به‌اندازه‌ی ۹٪ شده است. این نکته بیان می‌دارد که تخمین‌های MPA در این حالت از حالت قبلی صحیح‌تر است. این مقایسه نشان می‌دهد که یک روش تقریبی مانند MPA برای یک تحریک خاص - اگر انحراف و پراکندگی هر دو کوچک باشند - صحت بیشتری دارد. با بررسی این شکل در قسمت‌های د تا ی مشاهده می‌شود که MPA قادر است تغییر مکان نسبی طبقه را در وسط ارتفاع و در طبقه‌ی اول برای بیشتر تحریک‌ها به‌خوبی تخمین بزند؛ زیرا انحراف و پراکندگی هر دو کوچک‌اند.

۳.۴. مقایسه‌ی دو نوع روش MPA

در شکل ۷ میانگین نسبت تغییر مکان نسبی Δ_{MPA}^* برای قاب‌های ۱۲ طبقه‌ی صلب و نیمه‌صلب با درصدهای گیرداری ۹۰٪، ۷۵٪، و ۵۰٪ ارائه شده است. این

- انحراف در روش MPA برای قاب‌هایی با زمان تناوب بیشتر که ناشی از دو عامل ارتفاع بیشتر یا درصد گیرداری کم‌تر اتصال است، میل به افزایش دارد. این تمایلات همیشگی نیستند. پراکندگی نیز برای هر نوع قاب صلب یا نیمه‌صلب به‌طور مجزا با افزایش تعداد طبقات بیشتر میل به افزایش دارد، زیرا سهم مودهای بالاتر مهم‌تر می‌شود. روش MPA در تخمین تقاضاهای لرزه‌یی ناشی از یک تحریک خاص، اگر انحراف و پراکندگی هر دو کوچک باشند، دقت بیشتری دارد. وقتی یکی از این دو نیز بزرگ باشد این تخمین‌ها نامطمئن خواهند شد.

- با اضافه‌کردن سهم مودهای بالاتر، انحراف روش MPA در تخمین تغییر مکان‌های نسبی طبقه کاهش می‌یابد؛ اگرچه حتی با در نظر گرفتن ۳ مود، روش MPA میل به تخمین دست پایین تغییر مکان نسبی طبقه در طبقات فوقانی تمام قاب‌ها را دارد. این تخمین دست پایین هیچ‌گاه از بین نمی‌رود حتی اگر تمام مودهای سازه در نظر گرفته شوند.

- در ادامه یک نوع ساده‌تر از روش MPA ارائه شده است که نتایج قابل قبولی برای کارهای عملی دارد و با مقایسه‌ی آن با روش اصلی، اختلاف کمی بین نتایج آنها مشاهده می‌شود.

نتایج نشان می‌دهد که وقتی سهم چندین مود در نظر گرفته شود، میانگین تغییر مکان نسبی به دست آمده از روش B با روش A دیگر کاملاً برابر نیستند. با مقایسه‌ی میانگین نسبت تغییر مکان نسبی به دست آمده از روش A و B در برابر عدد ۱ می‌بینیم که انحراف ناشی از تقریب اضافی در روش B می‌تواند در همه قاب‌ها به‌اندازه‌ی ۱۰ تا ۱۵ درصد به انحراف ذاتی موجود در روش A اضافه کند.

۵. نتیجه‌گیری

- نتایج دقیق تغییر مکان‌های نسبی طبقه که به‌وسیله‌ی روش NL-RHA برای قاب‌های صلب و نیمه‌صلب تعیین شده‌اند نشان می‌دهد هرچه درصد گیرداری اتصال نیمه‌صلب کم‌تر می‌شود، تغییر مکان نسبی طبقه نیز افزایش می‌یابد.

- اگر تعداد مودهای کافی (۲ یا ۳) در نظر گرفته شود، تغییر مکان نسبی طبقه که با روش MPA تعیین می‌شود به نتایج دقیق از روش NL-RHA نزدیک است. بنابراین مود اول که مبنای روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی است، به‌تنهایی تخمین‌های مناسبی برای تقاضای لرزه‌یی نخواهد داشت.

پانوشته

1. Load and Resistance Factor Design
2. median
3. bias
4. dispersion

منابع

1. Building Seismic Safety Council, NEHRP *Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA-273, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. (1997).
2. Applied Technology Council, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Report No. ATC-40, Redwood City, California (1996).
3. American Society of Civil Engineers, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. (2000).
4. Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K. "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation", *Engineering Structures*, **20**(4-6), pp. 452-464 (1998).
5. Sasaki, K.K.; Freeman, S.A. and Paret, T.F. "Multimode pushover procedure (MMP)—A method to identify the effect of higher modes in a pushover analysis", *Proceeding of the 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Seattle, Washington, (1998).
6. Kunnath, S.K. and Gupta, B. "Validity of deformation demand estimates using nonlinear static procedures", *Proceeding of the U.S. Japan Workshop on Performance-Based Engineering for Reinforced Concrete Building Structures*, Sapporo, Hokkaido, Japan (2000).
7. Chopra, A.K. and Goel, R.K. "A modal pushover analysis procedure to estimating seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation", PEER Report 2001/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California (2001).
8. Goel, R.K. and Chopra, A.K. "Evaluation of MPA procedure using SAC buildings", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Submitted for Publication (2002).
9. Chopra, A.K. and Chintanapakee, C. "Evaluation of modal pushover analysis using vertically regular and irregular generic frames", *Earthquake Spectra*, **20**(1), pp. 225-271 (2004).
10. AISC, "Load and resistance factor design specification for structural steel buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago (1994).
11. Building Seismic Design Code, 2800 *Standard*, 3th Edition, Building and Residence Research Center, Tehran, Iran (2008).
12. Kishi, N. and Chen, W.F., *Database for Steel Beam-to-Column Connections*, CE-STR-86-26, School of Civ. Eng., Purdue University, West Lafayette, Ind (1986).
13. Allahabadi, R. and Powell, G.H., *DRAIN-2DX User Guide*, Report No. UCB/EERC88/06, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California (1988).