

یادداشت تحقیقاتی:

ارزیابی لرزه‌ای غیرخطی ساختمان‌ها توسط روش‌های تحلیل تقریبی استاتیکی و دینامیکی و مقایسه با تحلیل‌های دقیق

محمد رضا طامه^۱، حسین تحقیقی^{۲*}

۱- کارشناس ارشد سازه، دانشگاه کاشان

۲- استادیار، دانشکده مهندسی دانشگاه کاشان

*tahghighi@kashanu.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۵/۰۳/۱۹]

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۳/۲۴]

چکیده

امروزه به منظور ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها، روش‌های تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی به سرعت در حال گسترش است. روش‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی به حجم زیاد محاسبات نیازمند بوده و بیشتر زمان‌بر هستند. از طرف دیگر برای تعیین تقاضا و ظرفیت لرزه‌ای سازه‌ها در طراحی بر اساس عملکرد، دقت و سرعت در انجام محاسبات دو معیار مهم محسوب می‌شوند. این موضوع باعث پدید آمدن انواع روش‌های نوین بر اساس مفاهیم مربوط به تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی شده است. در این نوشتار، به بررسی قابلیت، محدودیت و دقت روش MPA نسبت به NL-THA و نیز روش MIDA نسبت به IDA پرداخته می‌شود. بدین منظور دو مدل ساختمان فولادی ۵ و ۱۵ طبقه با سیستم مقاوم قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه در جهت X و قاب ساده با مهاربندی ضربدری در جهت Y طراحی شده‌اند. با استفاده از تحلیل‌های غیرخطی ناشی از زلزله‌های دور از گسل، تغییر مکان نسبی و مطلق طبقات ساختمان به عنوان اندازه‌ی خسارت محاسبه می‌شود. براساس نتایج به دست آمده، روش MPA در مقایسه با روش NL-THA در قاب‌های ۵ طبقه (خمشی و مهاربندی) و همچنین در قاب ۱۵ طبقه خمشی از دقت قابل قبول در تخمین تقاضاهای لرزه‌ای برخوردار است. اما برای قاب ۱۵ طبقه مهاربندی با در نظر گرفتن آثار سه مود اول سازه نمی‌توان به پاسخ دقیق دست یافت. به علاوه، نتایج نشان می‌دهد که روش MIDA از دقت قابل قبولی نسبت به روش IDA برخوردار است که با توجه به زمان تحلیل کمتر و نتایج محافظه کارانه‌تر می‌توان روش MIDA را در ارزیابی عملکرد سازه‌ها استفاده نمود.

واژگان کلیدی: ارزیابی لرزه‌ای، رفتار غیرخطی، تحلیل تقریبی، تحلیل دقیق، ساختمان فولادی

۱- مقدمه

از روش استاتیکی غیرخطی به عنوان جایگزین استفاده می‌شود [1]. توزیع ثابت نیروهای جانبی و تعیین پاسخ نهایی سازه براساس مود اول، دو فرض اساسی این روش است که با ورود سازه به ناحیه غیرخطی سبب تقریب در نتایج تحلیل می‌شود. برای غلبه بر این محدودیت، پژوهشگران مختلف در روش

از آنجا که تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی (NL-THA) روشی پیچیده و زمان‌بر برای محاسبه‌ی دقیق تقاضای لرزه‌ای است، برای بررسی سازه‌هایی که وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند

نیز برخوردار باشند بیشتر احساس می‌شود. از طرف دیگر، در مورد مقایسه و یا استفاده از روش‌های تحلیل تقریبی به جای روش‌های دقیق مطالعات محدودی انجام شده است. بنابراین در این مقاله، پس از معرفی روش‌های مذکور، دقت و درستی روش‌های تحلیل تقریبی مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد. برای این منظور از مدل ساختمان‌های فولادی خمشی با شکل-پذیری ویژه و نیز قاب ساده با مهاربند ضربردی استفاده شده است.

۲- تحلیل پوش آور مودال

در روش MPA، ابتدا فرکانس‌های طبیعی و مودهای ارتعاش ساختمان محاسبه شده و سپس مراحل زیر به صورت گام به گام انجام می‌شود [7]:

۱- منحنی ظرفیت به صورت برش پایه- تغییر مکان بام $(V_{bn} - U_{rn})$ مانند مود n ام سازه تشکیل می‌شود. در این مرحله، با فرض مقدار $0.04H$ برای بیشینه تغییر مکان بام سعی شده است تا سازه وارد ناحیه غیرخطی شود [14]. در اینجا H ارتفاع ساختمان است.

۲- منحنی ظرفیت در مرحله قبل با توجه به ضوابط نشریه ۳۶۰ بصورت منحنی دوخطی ایده‌آل سازی شده و سپس با استفاده از روابط (۱ و ۲) به منحنی نیرو- تغییر مکان سازه یک درجه آزاد معادل تبدیل می‌شود (شکل ۱).

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*} \quad (1)$$

$$D_{ny} = \frac{U_{rny}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (2)$$

در روابط (۱ و ۲)، M_n^* جرم مودی موثر رابطه (۳)، Γ_n ضریب مشارکت مودی رابطه (۴)، ϕ_{rn} مقدار مودی طبقه بام مانند مود n ام، V_{bny} و U_{rny} به ترتیب برش پایه و تغییر مکان بام متناظر با حالت تسلیم تحت مود n ام در سازه چند درجه آزاد است.

تحلیل استاتیکی غیرخطی سنتی اصلاحاتی صورت داده و روش‌های استاتیکی غیرخطی نوینی را ارائه کرده‌اند که در آن‌ها تحلیل بارافزون برای یک سازه با الگوی بار متفاوت و براساس مودهای گوناگون صورت گرفته و سپس نتایج با هم ترکیب می‌شوند [2-7]. روش MPA توانایی تاثیر مودهای بالا در پاسخ سازه را دارد و بنابراین استفاده از آن در سازه‌هایی که مشارکت این مودها تعیین‌کننده است، مانند ساختمان‌های بلند، از اهمیت خاصی برخوردار است.

از طرفی دیگر، تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA^۱) با شناخت خوبی که از ظرفیت سازه در اختیار محاسب قرار می‌دهد می‌تواند در تعیین عملکرد واقعی سازه استفاده شود. بطور مشابه با گسترش یک تحلیل استاتیکی منفرد به یک تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون، Bertero برای نخستین مرتبه تحلیل تاریخیچه زمانی منفرد را به یک تحلیل دینامیکی افزایشی توسعه داد که در آن شتابنگاشت‌های مقیاس شده بکار رفته است [8]. سپس، این ایده توسط سایر پژوهش‌گران از جمله Cornell و همکارانش توسعه یافت [9-12]. سرانجام، Cornell و Vamvatsikos موفق به یکپارچه‌سازی و معرفی کامل روش تحلیل غیرخطی دینامیکی افزایشی IDA شدند.

با توجه به این‌که روش IDA به علت انجام تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی فراوان روی مدل چند درجه آزاد امری نسبتاً پیچیده و زمان‌بر است، مفید و همکاران روشی را تحت عنوان تحلیل دینامیکی فزاینده مودال (MIDA^۲) پیشنهاد نمودند که با حفظ مزایای روش IDA، دارای دو ویژگی سادگی و نیز دقت قابل قبول در نتایج باشد [13]. بر این اساس، روش MPA جایگزین روش تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده IDA شد تا از مزایای هر دو روش MPA و IDA مانند سیستم یک‌درجه آزاد معادل و نیز رکوردهای مقیاس شده زمین‌لرزه در سطوح مختلف استفاده کند.

حال با توجه به اهمیت موضوع تعیین عملکرد سازه‌ها در هنگام زلزله، به‌ویژه در ناحیه غیرخطی، ضرورت ارزیابی لرزه-ای با استفاده از روش‌های غیرخطی ساده‌ای که از دقت لازم

1 Incremental Dynamic Analysis

2 Modal Incremental Dynamic Analysis

۵- تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی برای مدل تکدرجه آزاد معادل مود n ام سازه صورت گرفته و با استفاده از رابطه (۶) بیشینه تغییرمکان بام متناظر با مود n ام در سازه‌ی چند درجه آزاد محاسبه می‌شود. در این رابطه، D_n جابه‌جایی بیشینه در مدل تکدرجه آزاد معادل است.

$$U_{rno} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n \quad (۶)$$

۶- سازه‌ی چند درجه آزاد بر اساس بیشینه تغییرمکان بام متناظر با مود n ام سازه (U_{rno}) از مرحله ۶، تحلیل استاتیکی شده تا پاسخ‌های سازه مانند جابه‌جایی طبقات و جابه‌جایی نسبی طبقات بدست آید.

۷- گام‌های ۱ تا ۶ را برای تعداد کافی از مودها تکرار کرده تا دقت مطلوب بدست آید.

۸- پاسخ‌های مودی به‌وسیله‌ی روش احتمالاتی SRSS رابطه (۷) ترکیب می‌شوند تا پاسخ کلی مشخص شود. در رابطه (۷)، پارامتر J تعداد مودهای در نظر گرفته شده است.

$$r_{MPA} = \left(\sum_{n=1}^J r_n^2 \right)^{1/2} \quad (۷)$$

۳- تحلیل دینامیکی افزایشی

IDA یک روش تحلیل فزاینده می‌باشد که برای بررسی دقیق‌تر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها رواج یافته است. در این روش، سازه تحت شتابنگاشت‌های مقیاس‌شده قرار می‌گیرد و این روند تا جایی ادامه پیدا می‌کند که در اثر اعمال رکورد تقویت شده مفاصل پلاستیک در سازه تشکیل و گسترش یافته تا در نهایت به تخریب آن منجر شود. بدین ترتیب مراحل مختلف شامل رفتار الاستیک، الاستوپلاستیک تا رفتار پلاستیک سازه تحت اثر بارهای دینامیکی روی منحنی IDA قابل ترسیم است. در روش تحلیل دینامیکی فزاینده از دو کمیت اساسی تحت عنوان اندازه شدت (IM^1) و اندازه خسارت (DM^2) برای ارائه منحنی‌های IDA استفاده می‌شود. بدین منظور، کمیت‌هایی مانند بیشینه شتاب زمین لرزه (PGA) و شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب اصلی سازه با میرایی ۵٪ ($S_a(T_1, 5\%)$) برای بیان اندازه شدت زلزله‌های انتخابی پیشنهاد شده است [15-16]. مطالعات موجود نشان می‌دهد که چون PGA فقط نماینده‌ی

شکل ۱. تبدیل منحنی دوخطی شده سازه‌ی چند درجه آزاد به رابطه نیرو- تغییرمکان مدل یک درجه آزاد معادل

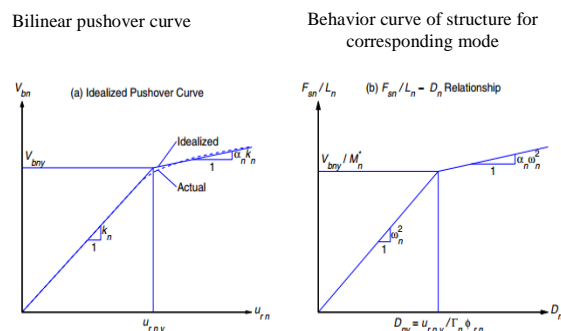


Fig. 1. Converted bi-linear curve of MDOF system to force-displacement relation of equivalent SDOF model.

$$M_n^* = \frac{L_n^2}{M_n} = \frac{(\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in})^2}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}^2} \quad (۳)$$

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{in}^2} \quad (۴)$$

در روابط (۳ و ۴)، m_i و ϕ_{in} به ترتیب جرم و مقدار مودی مانند مود n ام در تراز طبقه i ام است.

۳- با داشتن منحنی رفتاری مود n ام، سیستم تکدرجه آزاد معادل مانند شکل (۲) ایجاد می‌شود.

۴- دوره تناوب مود n ام سازه مرتبط به سیستم تکدرجه آزاد غیرخطی از رابطه (۵) محاسبه می‌شود.

$$T_n = 2\pi \left(\frac{L_n D_{ny}}{F_{sny}} \right)^{1/2} \quad (۵)$$

شکل ۲. تبدیل سیستم چنددرجه آزادی به سیستم تکدرجه آزادی معادل، الف) تحلیل استاتیکی سازه و ب) تحلیل دینامیکی سیستم تکدرجه آزادی غیرخطی [13].

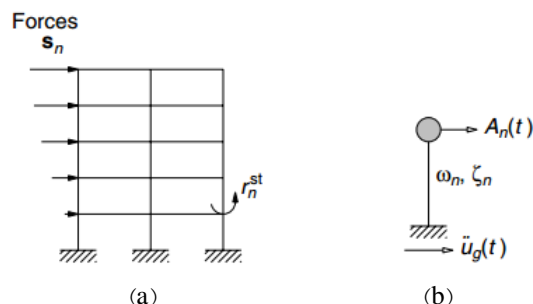


Fig. 2. Converted MDOF system to equivalent SDOF system, a) Static analysis of structure. b) Dynamic analysis of nonlinear SDOF system.

۵- معرفی شتابنگاشت‌ها

برای بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، هفت رکورد زمین‌لرزه از مرکز پژوهشی مهندسی زلزله اقیانوس آرام [17] استخراج شده است. تمام رکوردها از زلزله‌های با بزرگای بیش از ۶ ریشتر و مربوط به خاک نوع ۲ است. مشخصات رکوردها شامل بیشینه شتاب زمین (PGA)، بیشینه سرعت زمین (PGV)، بیشینه جابه‌جایی زمین (PGD)، بزرگای (M_w) و کوتاهترین فاصله‌ی ایستگاه ثبت رکورد از گسل مسبب (d) در جدول (۱) داده شده است. برای مقیاس کردن شتابنگاشت‌ها در تحلیل تاریخیچه زمانی از ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ استفاده می‌شود. شکل (۴) نمودار طیف پاسخ شتاب تمام رکوردها و نیز مقدار میانگین آنها را نمایش می‌دهد.

جدول ۱. مشخصات شتابنگاشت‌های استفاده شده

No.	Earthquake	M_w	d (km)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)
1	Northridge, USA	6.7	22.6	0.57	52.1	4.2
2	Cape Mendocino, USA	7.1	18.5	0.55	41.8	19.1
3	Loma Prieta, USA	6.9	12	0.36	28.6	6.3
4	Victoria, Mexico	6.1	17	0.62	31.6	13.2
5	Kocaeli, Turkey	7.5	60.2	0.27	65.7	57
6	Tabas, Iran	7.4	55.5	0.83	97.7	62.2
7	Manjil, Iran	7.4	85.5	0.16	13.7	3.7

Table 1. Earthquake records used in the present study.

۶- معرفی سازه‌های مورد مطالعه

در این پژوهش، به منظور ارزیابی دقت روش MPA و MIDA، دو ساختمان فولادی ۵ و ۱۵ طبقه که به ترتیب نماینده ساختمان‌های کوتاه و میان‌مرتبه هستند، به صورت سه بعدی در نرم افزار ETABS [18] مدل‌سازی و به روش دینامیکی طیفی تحلیل می‌شود. سپس، بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ضوابط طراحی ساختمان‌های فولادی اعمال می‌شود [19]. بارگذاری ثقلی و جانبی مدل‌ها بر اساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [20] و استاندارد ۲۸۰۰ [21] انجام شده است.

تحریک ورودی به سازه است نمی‌تواند معیار مناسبی برای IM باشد [16]. از طرف دیگر، اندازه خسارت کمیت قابل مشاهده-ای است که از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی بدست می‌آید. این کمیت می‌تواند بیشینه نسبت جابه‌جایی نسبی بام (θ_{roof})، بیشینه نسبت جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌های (θ_{max})، بیشینه برش پایه (V_{max})، بیشینه چرخش مفاصل پلاستیک، شاخص خسارت پارک-انگ و غیره باشد. بر این اساس، در این پژوهش شتاب طیفی متناظر با دوره تناوب مود اصلی سازه ($S_d(T_1, 5\%)$) و بیشینه نسبت تغییر مکان نسبی طبقه θ_{max} به ترتیب به عنوان اندازه شدت و اندازه خسارت برای ترسیم منحنی‌های IDA به کار گرفته شده‌اند.

۴- تحلیل دینامیکی افزایشی مودال

تحلیل دینامیکی افزایشی مودال (MIDA) مشابه روش MPA بوده با این تفاوت که در شدت‌های مختلف تحریک انجام می‌پذیرد. شکل (۳) مراحل استفاده شده در روش MIDA را نمایش می‌دهد [13].

شکل ۳. الگوریتم استفاده شده در روش MIDA [13]

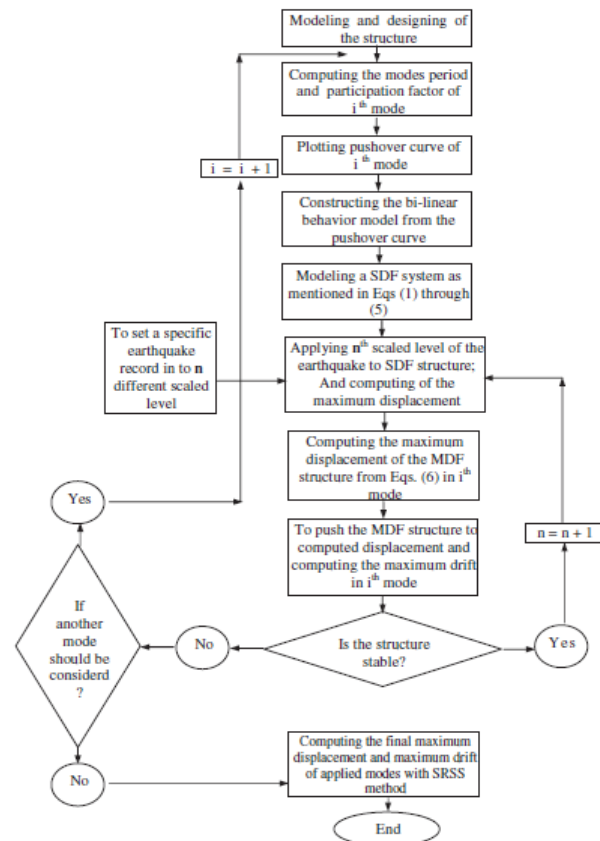


Fig. 3. MIDA working flow-chart

ساختمان‌های مطالعه شده در شهر تهران روی خاک تیب ۲ فرض شده‌اند. بار مرده و زنده به ترتیب برابر ۷۳۰ kg/m^2 و ۲۰۰ kg/m^2 در نظر گرفته شده است. سیستم مقاوم در برابر بار ثقلی، سقف تیرچه بلوک و سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی، قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه در جهت X و قاب ساده با مهاربند همگرای ضربدری در جهت Y است. پلان و نمای قاب‌های مطالعه شده در شکل (۵) نمایش داده شده است. همچنین، جدول‌های (۲) و (۳) به ترتیب مشخصات مقطع المان‌ها و دوره تناوب سه مود اول قاب‌ها را ارائه می‌دهند.

جدول ۳. دوره تناوب سه مود اول قاب‌های مطالعه شده

Mode	5 Story MRF			5 Story BrF			15 Story MRF			15 Story BrF		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Period (sec)	1.3	0.45	0.25	0.31	0.12	0.09	2	0.76	0.4	0.9	0.3	0.15

Table 3. Vibration periods of the studied frames.

۶-۱- مدل‌سازی سازه‌ها در نرم‌افزار SAP2000

از نرم‌افزار SAP2000 [22] برای تحلیل غیرخطی تاریخیچه زمانی قاب‌های دوبعدی ۵ و ۱۵ طبقه استفاده می‌شود. مدل‌های غیرخطی قاب‌ها با تعریف و اختصاص مفاصل پلاستیک به اعضا تیر، ستون و بادبند ایجاد می‌شود. پارامترهای مربوط به تعریف مفاصل پلاستیک با استناد به جدول (۳-۵) از نشریه ۳۶۰ تعیین شد و برای هر المان با توجه به مقطع و ابعاد آن نمودار رفتار مفصل مورد نظر مشابه شکل (۶) تعریف شده است [14].

۶-۲- مدل‌سازی سازه‌ها در نرم‌افزار OpenSees

در مدل‌سازی مدل‌ها در نرم‌افزار OPENSEES [23] از مصالح تک محوره steel02 دارای سخت‌شدگی ایزوتروپیک استفاده شده است. نمودار تنش- کرنش چرخه‌ای برای اینگونه مصالح در شکل (۷) آمده است. تنش تسلیم فولاد برابر kg/cm^2 2400، مدول الاستیسیته برابر kg/cm^2 2.1×10^6 و نسبت شیب ناحیه پلاستیک به ناحیه الاستیک برابر 0.01 در نظر گرفته شده است. المان‌ها از نوع تیرستون غیرخطی مطابق شکل (۸) با پلاستیسیته گسترده (روش فایبر) تعریف شده‌اند. به علاوه، برای اعضای مهاربندی از مدل Uriz استفاده شده است [24].

شکل ۴. طیف پاسخ شتاب رکوردهای استفاده شده و متوسط آنها

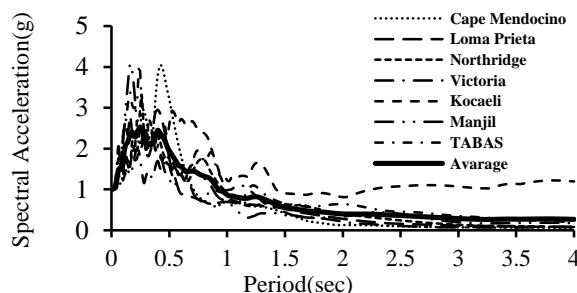


Fig. 4. Response spectral acceleration of records and their averages

شکل ۵. پلان و نما در قاب‌های ۵ و ۱۵ طبقه

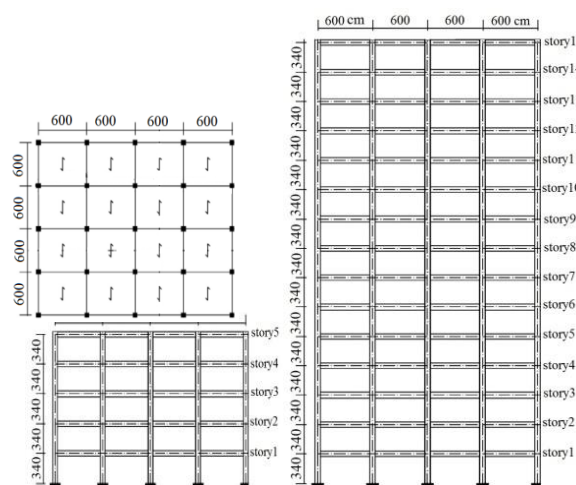


Fig. 5. Plan and elevation view of 5 and 15 story frame.

جدول ۲. مقاطع المان‌ها در سازه‌های مورد مطالعه

Model	Beam		Column		Brace	
	Story No.	Section	Story No.	Section	Story No.	Section
5 story MRF	1-4	IPE 360	1	BOX 300X20	---	---
	5	IPE 330	2-5	BOX 250X15	---	---
5 story BrF	1	IPE 270	1	BOX 400X25	1-2	2UNP 200
	2-5	IPE 240	2	BOX 350X25	3-4	2UNP 180
			3	BOX 300X20	5	2UNP 160
			4-5	BOX 200X15		
15 story MRF	1	IPE 300				
	2	IPE 330	1-2	BOX 480X30		
	3-11	IPE 400				
	12-13	IPE 360	3-25	BOX 400X25		
	14-15	IPE 330				
15 story BrF			1	BOX 1000X50	1-8	2UNP 260
	1-10	IPE 400	2-3	BOX 900X50		
			4-6	BOX 750X50	9-10	2UNP 240
			7-9	BOX 600X40	11-13	2UNP 200
	11-15	IPE 360	10	BOX 480X30	14-15	2UNP 180
			11-15	BOX 400X25		

Table 2. Details of steel elements sections.

شکلی و مهاربندی از دقت بسیار خوبی در مقایسه با نتایج روش NL-THA برخوردار است. لازم به ذکر است که نتایج تغییر مکان مطلق و نسبت تغییر مکان نسبی تمامی طبقات به روش MPA در شکل (۹) با در نظر گرفتن تنها پاسخ مود اول محاسبه شده است. بنابراین برای ساختمان‌های کوتاه مرتبه مورد مطالعه، روش MPA می‌تواند جایگزین بسیار مناسبی برای روش NL-THA باشد.

شکل (۱۰) نشان می‌دهد که در قاب ۱۵ طبقه خمشی تا طبقه نهم و از طبقه نهم تا پانزدهم به ترتیب با در نظر گرفتن پاسخ مود اول و ترکیب مود اول و دوم سازه، نسبت تغییر مکان نسبی طبقات بدست آمده از دو روش MPA و NL-THA کاملاً بر هم منطبق است. اما در مورد تغییر مکان مطلق طبقات افزایش تعداد مودها روی دقت روش MPA تاثیری نداشته و مقادیر حاصل با روش دقیق NL-THA در طبقات نهم تا پانزدهم تفاوت دارد. همچنین در قاب ۱۵ طبقه مهاربندی، نتایج بدست آمده از روش MPA با نتایج روش NL-THA تطابق خوبی ندارد. پس، می‌توان نتیجه گرفت که MPA برای قاب‌های میان مرتبه با سیستم مهاربندی همگرا از دقت مناسب برخوردار نیست.

شکل ۹. مقایسه میانگین تغییر مکان مطلق و نسبت تغییر مکان نسبی طبقات به روش MPA و NL-THA در ساختمان ۵ طبقه، الف) قاب خمشی با

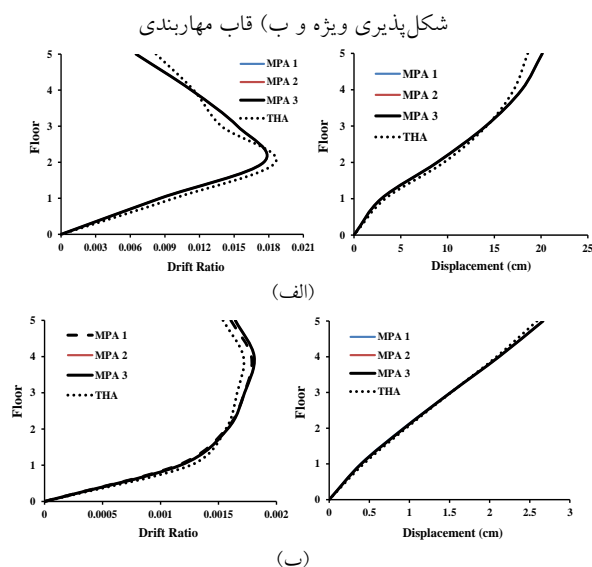


Fig. 9. Comparison of average displacement and drift ratio of stories from MPA and NL-THA methods in 5 story building. a) Special moment resisting frame. b) Braced frame.

شکل ۶. نمودار رفتار مفاصل پلاستیک [25].

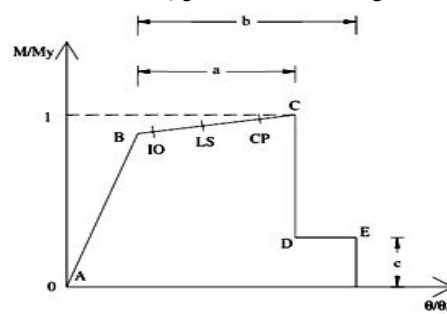


Fig. 6. Behavior diagram for Plastic Hinges

شکل ۷. نمودار تنش- کرنش برای مصالح steel02 [26].

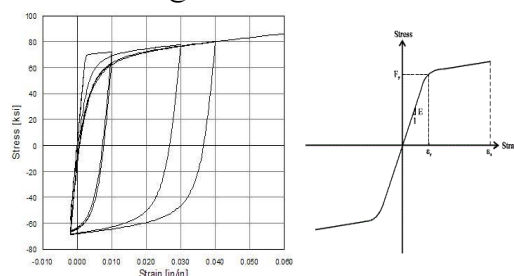


Fig. 7. Stress-strain diagram for Steel02 material.

شکل ۸. المان و مقطع تیرستون غیرخطی [26].

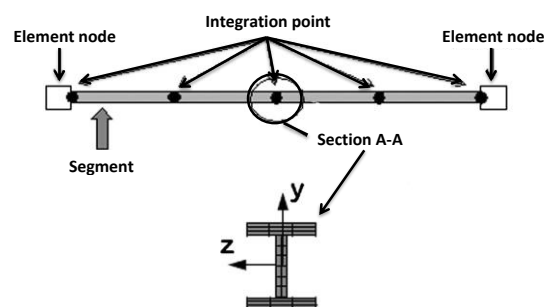


Fig. 8. Elastic beam-column element

۷- نتایج و بحث

۷-۱- ارزیابی روش MPA با NL-THA

تحلیل MPA با در نظر گرفتن سه مود اول برای هر یک از مدل‌ها انجام شده است. نتایج بدست آمده از تحلیل‌ها با لحاظ یک مود، دو مود و سه مود اول سازه به ترتیب با نماد MPA1، MPA2 و MPA3 نمایش داده می‌شود. ابتدا نتایج تحلیل برای همه شتابنگاشت‌های جدول (۱) محاسبه شده و سپس میانگین آنها مدنظر قرار می‌گیرد. شکل‌های (۹ و ۱۰) به ترتیب نتایج تحلیل غیرخطی قاب‌های ۵ و ۱۵ طبقه به روش MPA و NL-THA را نشان می‌دهند.

مطابق شکل (۹)، نتایج روش MPA در قاب‌های ۵ طبقه

شکل‌های (۱۱ و ۱۲)، قاب‌های خمشی تغییرمکان نسبی قابل-توجهی را تحمل کرده و سطوح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه و آستانه فروریزش را پشت سر گذاشته‌اند. اما منحنی‌های IDA در شکل‌های (۱۳ و ۱۴) نشان می‌دهند که قاب‌های مهاربندی در تغییرمکان نسبی به مراتب کمتر گسیخته شده‌اند. اگرچه حضور مهاربند سبب سختی الاستیک بیشتر این قاب‌ها شده است، با این حال تقاضای جابه‌جایی زمانی که رکوردها به مقادیر قوی می‌شوند باعث رفتار غیرخطی در سازه شده و سختی قاب کاهش پیدا کرده و در نتیجه میزان آسیب‌پذیری قاب مهاربندی برای تحمل خسارت‌های بعدی ناشی از رکورد بسیار قوی را افزایش داده است.

شکل ۱۱. منحنی‌های IDA مربوط به قاب ۵ طبقه خمشی

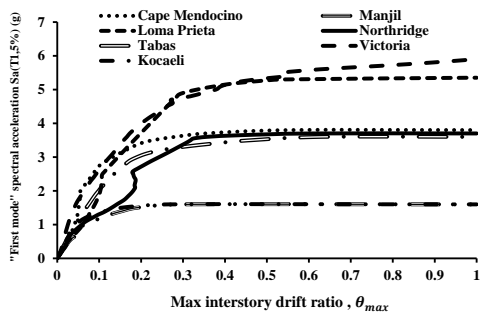


Fig. 11. IDA curves corresponding to 5 story MRF.

شکل ۱۲. منحنی‌های IDA مربوط به قاب ۱۵ طبقه خمشی

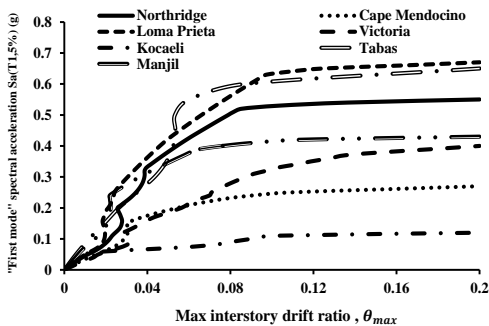


Fig. 12. IDA curves corresponding to 15 story MRF

شکل ۱۳. منحنی‌های IDA مربوط به قاب ۵ طبقه مهاربندی

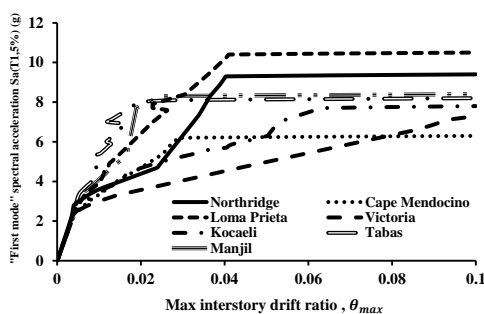


Fig. 13. IDA curves corresponding to 5 story Braced Frame.

شکل ۱۰. مقایسه میانگین تغییرمکان مطلق و نسبت تغییرمکان نسبی طبقات به روش MPA و NL-THA در ساختمان ۱۵ طبقه، الف) قاب خمشی با

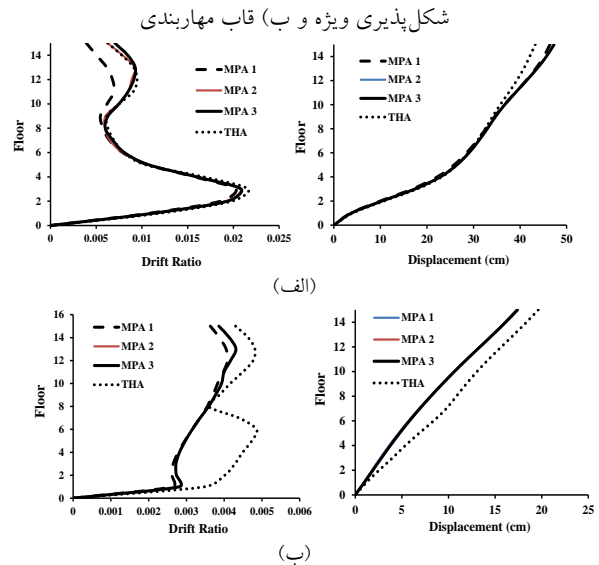


Fig. 10. Comparison of average displacement and drift ratio of stories from MPA and NL-THA methods in 15 story building. a) Special moment resisting frame. b) Braced frame.

۲-۷- ارزیابی روش MIDA با IDA

پس از انجام تحلیل‌های IDA منحنی‌های دینامیکی فزاینده برای همه رکوردهای معرفی شده در بخش ۵ ترسیم شده‌اند. قابل ذکر است که در تحلیل به روش IDA، ضریب مقیاس (SF) توسط رابطه (۸) تعریف می‌شود.

$$SF = i \times g \frac{j}{S_a(T_1, 5\%)} \quad (8)$$

که در آن $i=1, 2, 3, \dots$ شماره حلقه برای افزایش شدت رکورد، g شتاب ثقل زمین و j مقدار افزایش گام به گام کمیت S_a را در منحنی IDA نشان می‌دهد.

منحنی‌های IDA برای ساختمان‌های ۵ و ۱۵ طبقه قاب خمشی و مهاربندی به ترتیب در شکل‌های (۱۱ تا ۱۴) نمایش داده شده است. مطابق آیین‌نامه FEMA 350، برای رکوردهای دور از گسل، ظرفیت سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه (IO) برای یک قاب خمشی ویژه در بیشینه تقاضای تغییرمکان نسبی طبقه $(\theta_{max} = 0.02)$ و ظرفیت سطح عملکرد آستانه فروریزش (CP) را در نقطه‌ای که شیب منحنی IDA بر حسب کمیت θ_{max} بیست درصد شیب الاستیک این منحنی باشد و یا در $\theta_{max} = 0.1$ (هر کدام که زودتر در منحنی IDA در IM کوچکتر رخ دهند) در نظر گرفته شده است [25-26]. بر اساس

شکل ۱۵. نمودار نتایج بیشینه تغییر مکان نسبی جانبی از روش MIDA در

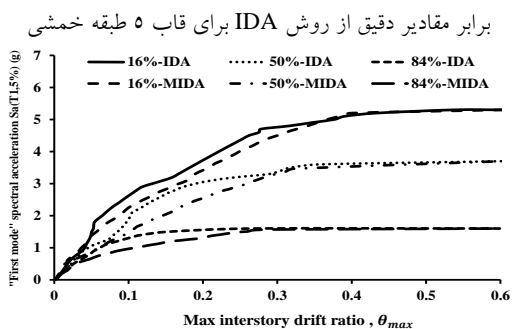


Fig. 15. Maximum interstory drift ratio obtained from MIDA method versus exact value of IDA method for 5 story MRF..

شکل ۱۶. نمودار نتایج بیشینه تغییر مکان نسبی جانبی از روش MIDA در

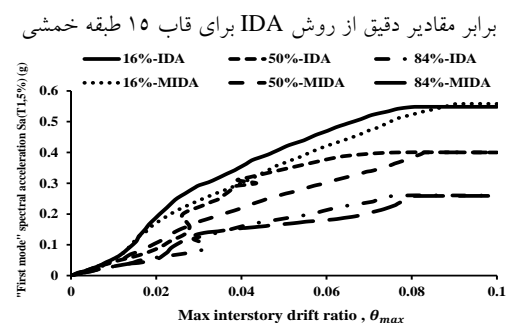


Fig. 16. Maximum interstory drift ratio obtained from MIDA method versus exact value of IDA method for 15 story MRF..

شکل ۱۷. نمودار نتایج بیشینه تغییر مکان نسبی جانبی از روش MIDA در

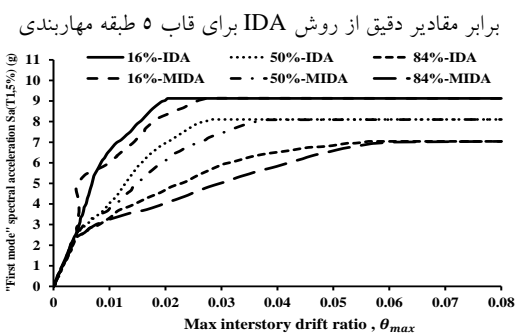


Fig. 17. Maximum interstory drift ratio obtained from MIDA method versus exact value of IDA method for 5 story Braced Frame.

شکل ۱۸. نمودار نتایج بیشینه تغییر مکان نسبی جانبی از روش MIDA در

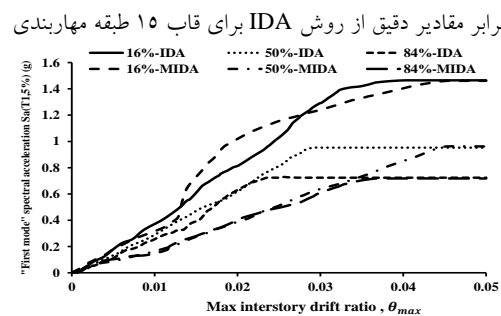


Fig. 18. Maximum interstory drift ratio obtained from MIDA method versus exact value of IDA method for 15 story Braced Frame.

شکل ۱۴. منحنی‌های IDA مربوط به قاب ۱۵ طبقه مهاربندی

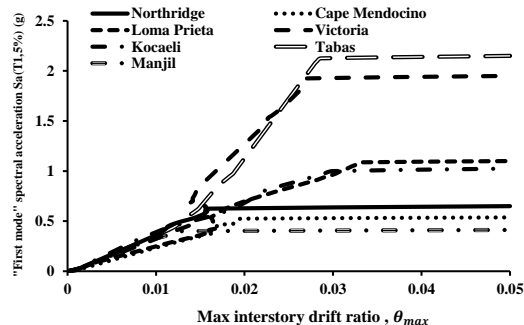


Fig. 13. IDA curves corresponding to 15 story Braced Frame.

برای خلاصه کردن منحنی‌های IDA، می‌توان مقادیر عددی سطوح عملکرد را توسط چند عدد میانی به همراه شاخص پراکندگی (انحراف معیار) در نظر گرفت [15]. بدین منظور از مقادیر ۵۰٪، ۱۶٪ و ۸۴٪ به عنوان مقادیر عددی خسارت و شدت در هر سطح عملکرد استفاده شده است. شکل‌های (۱۸ - ۱۵) منحنی‌های IDA خلاصه شده را برای ارزیابی دقت نتایج روش MIDA در مقایسه با روش IDA نشان می‌دهد. بر اساس شکل‌های (۱۷ و ۱۵)، دقت نتایج روش تقریبی MIDA نسبت به روش دقیق IDA در محدوده خطی برای مدل‌های ۵ طبقه خمشی و مهاربندی بسیار خوب است. ولی به ازای مقادیر بالای شاخص شدت با توجه به تاثیر مودهای بالاتر در عملکرد لرزه‌ای سازه از دقت نتایج روش MIDA کاسته شده است. به طور مشابه در قاب‌های ۱۵ طبقه، اگر چه دقت نتایج روش MIDA در محدوده خطی قابل قبول است اما با افزایش شدت تحریک، از دقت این روش تقریبی کاسته شده است (شکل‌های ۱۶ و ۱۸).

با توجه به نمودارهای نشان داده شده، میزان خطای روش MIDA در مدل‌های ۱۵ طبقه نسبت به مدل‌های ۵ طبقه بیشتر است. بطور کلی با افزایش شدت سطوح لرزه‌ای، روش تقریبی MIDA نتایج محافظه کارانه‌تری نسبت به روش IDA ارائه می‌کند. دلیل این امر را می‌توان به عواملی چون میرایی رایلی، تقریب منحنی برش پایه تغییر مکان بام با یک مدل دوخطی، فرض مستقل بودن مودها در ناحیه غیرخطی، استفاده از مودهای خطی در ناحیه غیرالاستیک، چگونگی تبدیل سیستم چند درجه آزاد به مدل تک درجه آزاد، مقدار تغییر مکان هدف و استفاده از روش ترکیب مودی پاسخ‌ها نسبت داد.

۸- نتیجه گیری

در این نوشتار، مزایا و محدودیت روش‌های تحلیل تقریبی MPA و MIDA با در نظر گرفتن تاثیر سیستم سازه‌ای و بارگذاری لرزه‌ای در تخمین مقدار خسارت مورد بررسی قرار گرفت. برخی از نتایج این پژوهش به صورت زیر جمع‌بندی می‌شود.

۱- در ساختمان‌های کوتاه که آثار مشارکت مودهای بالا کم است، روش MPA حتی با در نظر گرفتن یک مود از دقت بسیار خوبی نسبت به روش دقیق NL-THA برخوردار است.

۲- با افزایش ارتفاع ساختمان، روش MPA می‌تواند دقت لازم را برای قاب‌های خمشی تامین نماید. اما در مورد قاب مهاربندی همگرا، در نظر گرفتن سه مود اول قادر به تامین دقت کافی نیست.

۳- نتایج بدست آمده برای مدل‌های ۵ طبقه حاکی از این است که در روش MIDA تغییر مکان نسبی طبقات از دقت خوبی نسبت به روش دقیق IDA برخوردار است. پس، این روش می‌تواند جایگزین روش IDA شود.

۴- با افزایش ارتفاع و در ناحیه غیرخطی، از دقت روش MIDA نسبت به روش IDA کاسته می‌شود. ضمناً شیوه تغییرات در شیب منحنی‌های MIDA بیانگر حساسیت این روش به تاثیر مودهای بالا در ساختمان‌های میان‌مرتبه است.

۵- دقت روش MIDA در قاب‌های مورد مطالعه برای ناحیه خطی قابل قبول بوده و در ناحیه غیرخطی محافظه‌کارانه است. بنابراین، از این روش می‌توان در تحلیل قاب‌های خمشی و مهاربندی کوتاه و میان‌مرتبه به عنوان روشی سریع در مقاصد طراحی و ارزیابی عملکردی استفاده کرد.

References

۹- مراجع

- 2000.
- [4] 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.
- [5] Kunnath, S.K., 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.
- [6] Shakeri, K., Shayanfar, M.A., and Kabeyasawa, T., "A story shear-based adaptive pushover procedure for estimating seismic demands of buildings", Engineering Structures, 32, pp. 174-83, 2010.
- [7] Chopra, A.K., 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] Bertero, V.V., "Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments", Structural Engineering and Structural Mechanics, Pister KS (ed), Prentice Hall, New Jersey, pp. 211-215, 1977.
- [9] Bazzurro, P., Cornell, C.A., "Seismic hazard analysis for nonlinear structures. I: Methodology", ASCE Journal of Structural Engineering, 120 (11), 1994.
- [10] Bazzurro, P., Cornell, C.A., "Seismic hazard analysis for nonlinear structures. II: Applications", ASCE Journal of Structural Engineering, 120 (11), 1994.
- [11] Luco, N., Cornell, C.A., "Effects of connection fractures on SMRF seismic drift demands", ASCE Journal of Structural Engineering, 126, pp. 127-136, 2000.
- [12] Yun, S.Y., Hamburger, R.O., Cornell, C.A., and Foutch, D.A., "Seismic performance for steel moment frames", ASCE Journal of Structural Engineering, 128 (4), pp. 534-545, 2002.
- [13] Mofid, S., Zarfam, P., and Raeisi Fard, B., "On the modal incremental dynamic analysis", The Structural Design of Tall and Special Buildings, 14 (4), pp. 315-329, 2005.
- [14] Code No. 360, "Instruction for seismic rehabilitation of existing buildings", Vice presidency for strategic planning and supervision, Islamic Republic of Iran, First Revision, 2014 (In Persian).
- [15] Vamvatsikos, D., Cornell, C.A., "Seismic performance, capacity and reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis", Department of civil and environmental engineering, Stanford University, Report No. 151, August 2005.
- [16] Tameh, M.R., "The result investigation of modal pushover analysis and incremental dynamic analysis in isolated steel buildings", MSc thesis, University of Kashan, Kashan, Iran (2014), (in Persian).
- [1] Krawinkler, H., 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.
- [2] Bracci, J.M., Kunnath, S.K., and Reinhorn, A.M., "Seismic performance and retrofit evaluation for reinforced concrete structures". Journal of Structural Engineering, ASCE; 123(1), pp. 3-10, 1997.
- [3] Gupta, B., Kunnath, S.K., "Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures", Earthquake Spectra; 16(2), pp. 367-392,

manual. Berkeley (CA, USA)": Computers and Structures Inc, 2010.

[23] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., and Fenves, G.L., "OpenSees Version 2.4.5 User Manual", Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley, 2009. (Available from: <http://opensees.berkeley.edu>, last accessed March 2014).

[24] Uriz, P., Filippou, F.C., and Mahin, S.A., "Model for cycle inelastic buckling of steel braces", Journal of Structural Engineering, 134 (4), pp. 619–628, 2008.

[25] FEMA 350, "Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings", Prepared for SAC joint venture partnership by guidelines development committee, 2000.

[26] Barakati, S.I., and Daneshjoo, F., "Seismic demand and capacity of steel moment resisting frames under near-fault earthquakes using incremental dynamic analysis", Modares Civil Engineering Journal, 14(1), pp. 1-14, 2014 (In Persian).

[17] PEER, "Pacific Earthquake Engineering Research center strong motion database", <http://peer.berkeley.edu>, 2015.

[18] CSI (Computers and Structures Inc.), "ETABS V 2015 Analysis Reference Manual", CSI, Berkeley, 2015.

[19] Iranian National Building Code (part 10), "Steel structure design", Ministry of Road, Housing and Urban Development, Tehran (2013) (In Persian).

[20] Iranian National Building Code (part 6), "Design load for buildings", Ministry of Road, Housing and Urban Development, Tehran (2013) (In Persian).

[21] Standard No. 2800, "Iranian code of practice for seismic resistance design of buildings", 4th Edn., Ministry of Road, Housing and Urban Development, Tehran (2014) (In Persian).

[22] CSI. SAP2000V-17.3. "Integrated finite element analysis and design of structures basic analysis reference

Estimation of Nonlinear Seismic Behavior of Frame Buildings by Static and Dynamic Analysis Approaches in Comparison with Exact Solutions

MohammadReza Tameh¹, Hossien Tahghighi^{2*}

1. M.Sc., Strucural Engineering, University of Kashan, Kashan, Iran

2. Assist. Prof., Civil Engineering Department, University of Kashan, Kashan, Iran

*tahghighi@kashanu.ac.ir

Abstract:

Performance-based earthquake engineering requires accurate estimation of the seismic demand and the capacity of structures. In recent years, various kinds of nonlinear static and dynamic analyses have been developed for seismic evaluation of structures. Nonlinear dynamic time history analysis method not only is very time consuming, but also proper skill and proficiency is required in order to interpret its results. For performance-based evaluation of the structures, the speed and also the precision of conducting different analyses are significant criteria. This issue has led to the creation of new methods based on the principles of nonlinear and incremental static and dynamic analysis. One of the methods proposed to tackle this task is incremental dynamic analysis (IDA). This procedure requires non-linear time history analyses (NL-THA) of the structure for ensemble set of ground motions, each scaled to many intensity levels, selected to cover a wide range of structural response from elastic behavior to global instability. According to the results of such computation, it is possible to determine structural capacities (or ground motion intensities) corresponding to various limit states of immediate occupancy (IO), life safety (LS), or collapse prevention (CP). Another approach to reduce the computational effort required for IDA is to estimate seismic demands for the practical structures by modal pushover analysis (MPA), an approximate procedure, instead of non-linear RHA. Thus, each of the many non-linear RHA required in IDA is replaced by an MPA. In addition, a more recent proposed method logically combines two different techniques of IDA and MPA, and is presented by modal incremental dynamic analysis (MIDA). Using MIDA procedure, simple approximate behavior curves are presented. These curves may include a realistic linear and non-linear seismic behavior of the structure aiming to calculate damage measure (DM) due to the applied scaled level of earthquakes. In this study, capability, limitation and precision of MPA in comparison with NL-THA and also MIDA in comparison with IDA method are evaluated. For this purpose, two steel building models of 5 and 15-story with the lateral load resisting of special moment frame (MRF) in X direction and simple frame with X-bracing in Y direction have been designed. In addition, seven far field earthquake records are used for nonlinear analyses. In current research, spectral acceleration intensity of the first mode of vibration with 5% damping, i.e. $S_a(T_1, 5\%)$ factor, are used as intensity measure (IM). The story deflection and story drift are chosen as the most important DM parameters to estimate the seismic vulnerability of structures in design practice. The comparison of the numerical results reveals that the MPA method has good accuracy in estimating the building seismic demands for 5-story frames (MRFs and braced frames) and 15-story MRF. However, no exact response is obtained for 15-story braced frame, considering the first three vibration modes of the structure. It is also shown that the results from MIDA simple method compares favorably to the IDA method. Thus, MIDA can be used by design engineers for seismic analysis, in order to evaluate structural performance due to its relative simplicity and minimal computational effort.

Keywords: Seismic evaluation, Nonlinear behavior, Approximate analysis, Exact analysis, Steel building.