



## بررسی آیین‌نامه‌ای تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل برای قاب‌های فولادی خمشی نامنظم

علی ممتحن<sup>۱</sup>، دکتر محمودرضا بنان<sup>۲</sup>، دکتر محمدرضا بنان<sup>۳</sup>

شیراز- خیابان زند-دانشکده مهندسی دانشگاه شیراز-بخش مهندسی راه و ساختمان

[alimomtahen@yahoo.com](mailto:alimomtahen@yahoo.com)

### خلاصه

در این پژوهش دقت روش تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل موجود در گزارش FEMA440 در تخمین پاسخ‌های لرزه‌ای قاب‌های دارای بی‌نظمی در ارتفاع ارزیابی می‌شود. قاب‌های فولادی نامنظم با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ارائه شده در این گزارش تحلیل شده و سپس پاسخ قاب‌ها با تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مقایسه می‌شوند. بیشینه نیازهای لرزه‌ای حاصل در این روش، مقادیر محافظه‌کارانه‌ای نسبت به بیشینه پاسخ‌های نظیر در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی بدست می‌دهد؛ خصوصاً در پاسخ‌های کلی مانند تغییر مکان سازه اما در پاسخ‌های موضعی‌تر نتایج حاصل اندکی غیرمحافظه‌کارانه می‌شود. خطاهای حاصل از این روش برای سازه‌های نامنظم معمولاً به علت بوجد آمدن مکانیزم‌های موضعی و ناقص در قاب‌ها می‌باشد که با توجه به ماهیت تقریبی روش تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل می‌توان دقت محاسباتی این روش را برای تحلیل قاب‌های نامنظم با ضریبی که بیانگر نامنظمی می‌باشد افزایش داد.

کلمات کلیدی: روش ضرایب، تحلیل بار فزاینده، بی‌نظمی در ارتفاع.

### مقدمه

کاهش خسارات جبران ناپذیر پدیده زلزله همواره هدف نهایی محققین علم مهندسی زلزله بوده است. بی شک اساسی‌ترین مرحله در طراحی یا مقاوم‌سازی سازه‌ها در مناطق لرزه‌خیز تعیین نیروهای (نیازهای) لرزه‌ای در سازه‌ها می‌باشد. تجربه علمی زمین لرزه‌های به وقع پیوسته نشان می‌دهد که در طول یک ارتعاش متوسط تا شدید رفتار اجزای سازه‌های معمولی به ندرت در حوزه الاستیک باقی می‌ماند و قوانین غیرخطی و هیستریک بر رفتار عناصر سازه‌ای حاکم خواهند بود. به این ترتیب امکان پیش بینی و ارزیابی دقیق کیفیت رفتار و پاسخ سازه‌ها با استفاده از تحلیل‌های خطی تقریباً غیر ممکن خواهد بود و نیازمند روش‌های تحلیل غیرخطی برای درک رفتار واقعی سازه هستیم. واضح است که تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی که با دقت کافی می‌تواند تمامی پاسخ‌های یک سازه را نشان دهد به عنوان یک راه حل نهایی مدنظر خواهد بود. اما پیچیدگی، وقت‌گیر بودن و هزینه بالای این نوع تحلیل نیاز به وجود یک روش ساده‌تر و کاربردی‌تر همچون تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل را بیشتر نمایان می‌سازد. شاید اولین ایده برای معادل‌سازی این دو روش توسط Sozen و Saiidi [۱] در سال ۱۹۸۱ میلادی پیشنهاد شده باشد که توسط سایر محققین در قالب روش‌های گوناگون امروزی کامل‌تر و ارایه گردیده‌اند، اما مطالعات انجام شده در سال‌های اخیر محدود به ساختمان‌های منظم کوتاه یا متوسط در ارتفاع بوده است بنابراین بررسی تحلیل استاتیکی غیرخطی (pushover) در پاسخ‌های ساختمان‌های دارای نامنظمی در ارتفاع و با استفاده از روش ارائه شده در آیین‌نامه FEMA [۲] که مبنای دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود ایران نیز می‌باشد ضروری به نظر می‌رسد.

### بیان مسأله و هدف تحقیق

با توجه به نتایج حاصل از بررسی‌های گذشته به نظر می‌رسد که روش تحلیل غیرخطی استاتیکی معادل تخمین‌های خوبی برای پاسخ جابجایی سازه هم برای قاب‌های معمولی و هم برای قاب‌های ضعیف ارائه می‌کند. هر دو پارامتر توزیع بار جانبی و تغییر مکان هدف بر اساس این فرض که پاسخ سازه

<sup>۱</sup> دانشجوی کارشناسی ارشد دانشکده مهندسی دانشگاه شیراز- گرایش سازه

<sup>۲</sup> استادیار بخش مهندسی راه و ساختمان

<sup>۳</sup> دانشیار بخش مهندسی راه و ساختمان



بوسیله مود اصلی کنترل می‌شود و شکل مود پس از تسلیم سازه تغییر نمی‌کند، می‌باشد. واضح است که پس از تسلیم سازه هر دو فرض فوق تقریبی است اما مطالعات انجام شده توسط محققان در سال‌های اخیر نشان دهنده تخمین‌های خوب برای نیروها و تغییرمکان‌های تقاضا بوده است، هرچند این نتایج بدست آمده در تحقیقات اخیر محدود به ساختمان‌های کوتاه یا متوسط در ارتفاع که رفتار غیرخطی آن در ارتفاع سازه گسترده شده، بوده است. با توجه به مطالب ذکر شده در بالا و محدودیت‌های مطالعات انجام شده، بررسی تخمین‌های حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی (pushover) در پاسخ‌هایی نظیر تغییرمکان جانبی، تغییر مکان نسبی طبقات، برش و لنگر واژگونی طبقات، شکل‌پذیری و ... در ساختمان‌های (قاب‌های دو بعدی) دارای نامنظمی در ارتفاع و با استفاده از روش ارائه شده در گزارش FEMA که مبنای دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود ایران نیز می‌باشد ضروری به نظر می‌رسد؛ چرا که این تحلیل غیرخطی به دلیل سهولت انجام و سرعت بالا در دفاتر مهندسی مقبولیت زیادی پیدا کرده است و با توجه به نیاز استفاده از قضاوت مهندسی در انجام این تحلیل بررسی نتایج حاصل از این نوع تحلیل و مقایسه آن با نتایج بدست آمده از تحلیل دینامیکی غیر خطی برای زلزله‌های مختلف با در نظر گرفتن پارامترهایی مانند نوع خاک، اثر فاصله تا گسل و ...، به نظر می‌رسد که حاوی مطالب و نتایج تازه و قابل توجهی باشد.

هدف از این پژوهش ارزیابی دقت روش تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل آیین نامه FEMA356 [۲] با استفاده از روش ضرایب تصحیح شده موجود در استاندارد FEMA440 [۳] در تخمین پاسخ‌های لرزه‌ای سازه‌های دارای بی‌نظمی در ارتفاع و مقایسه نتایج با مقادیر حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی می‌باشد.

### مبانی نظری

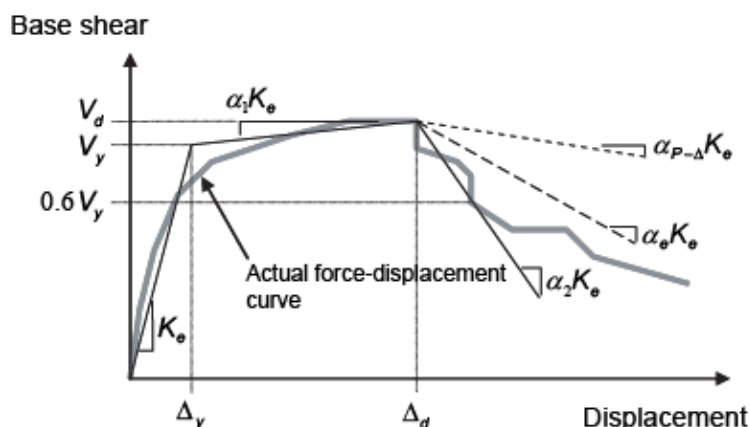
بر اساس پیشنهاد Krawinkler [۴] تغییرمکان هدف را می‌توان با استفاده از رابطه زیر که به روش ضرایب مشهور است، محاسبه نمود:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (1)$$

که در این رابطه بر اساس مدل رفتار دو خطی، زمان تناوب اصلی مؤثر  $T_e$  از رابطه ۲- بدست می‌آید:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2)$$

$T_i$  زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی است و  $K_i$  سختی جانبی الاستیک مطابق شکل ۱- می‌باشد.



شکل ۱- منحنی ظرفیت ایده‌آل شده برای تحلیل استاتیکی غیرخطی

$C_0$  ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی است که برابر یکی از دو مقدار زیر انتخاب می‌شود که یا از ضریب مشارکت مود اول و یا از مقادیر تقریبی ارائه شده در گزارش FEMA356 حاصل می‌شود. آخرین پژوهش‌های [۳] انجام شده و نتایج آنها بیانگر عدم دقت کافی در تعیین تغییر مکان هدف با استفاده از روش ضرایب که در آیین نامه FEMA356 ارائه شده است می‌باشند. بر همین اساس در سال ۲۰۰۵ به منظور بالا بردن دقت تخمین تغییر مکان هدف توسط این روش یعنی روش

ضرایب تصحیح شده (Modified Coefficient Method) و همچنین روش اصلاح شده طیف ظرفیت (Modified Capacity Spectrum Method) نسخه FEMA440 انتشار یافت.

بر این اساس در روش ضرایب تصحیح شده؛

ضریب  $C_1$  عبارت است از نسبت تقریبی بیشینه تغییر مکان ارتعاش یک سیستم یک درجه آزادی غیر خطی الاستیک - پلاستیک کامل (EPP) به بیشینه تغییر مکان ارتعاش همان سیستم یک درجه آزادی در حالت الاستیک. رابطه پیشنهاد شده برای این ضریب تابعی است از مقاومت (R)، دوره تناوب (T) و طبقه بندی نوع زمین. در نسخه 365 استاندارد FEMA به این ضریب برای سازه‌های با دوره تناوب پایین محدودیت اعمال می‌شد. اگر چه این محدودیت برای نشان دادن تفاوت میان پاسخ واقعی سازه‌های با دوره تناوب پایین با نتایج حاصل از تحلیل می‌باشد اما این مطلب همواره موضوعیت ندارد، بنابراین نسخه 440 استاندارد FEMA استفاده از این حد (Capping) را توصیه نمی‌کند. ضریب اصلاح شده  $C_1$  از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT_e^2} \quad (3)$$

که در این رابطه  $T_e$  دوره تناوب اصلی مؤثر سیستم بر حسب ثانیه و R نسبت مقاومت می‌باشد که از رابطه ۴- حاصل می‌شود و ثابت a نیز بر اساس نوع خاک (زمین) تعیین می‌شود که مقادیر تجربی آن در گزارش ارائه شده است.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (4)$$

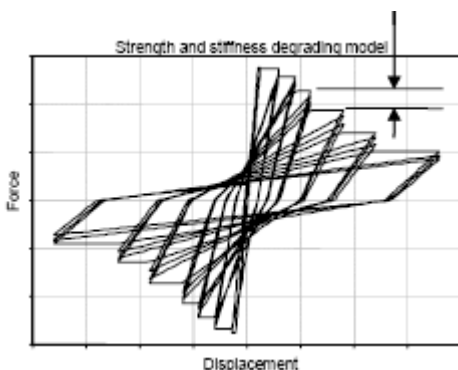
که در این رابطه  $S_a$  شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی مؤثر  $T_e$  است و  $C_m$  ضریب جرم مؤثر در مود اول است که یا از تحلیل دینامیکی بدست می‌آید یا از مقادیر ارائه شده در گزارش FEMA.

ضریب  $C_2$  برای در نظر گرفتن تغییرات بوجود آمده در تغییر مکان غیر خطی سازه در اثر انحراف از مدل رفتار الاستیک - پلاستیک کامل (EPP) نظیر وجود اثرات کاهش سختی با کاهش مقاومت و یا باریک شدگی در رفتار هیستریک (Pinching) می‌باشد. ضریب  $C_2$  پیشنهاد شده در FEMA440 مطابق رابطه ۵- می‌باشد:

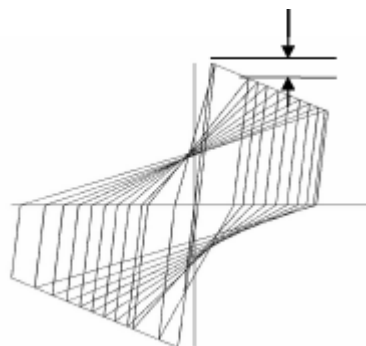
$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left( \frac{R-1}{T} \right)^2 \quad (5)$$

در رابطه فوق  $T$  برای سازه‌هایی با دوره تناوب کوچکتر از 0.2 ثانیه،  $T$  برابر 0.2 و برای سازه‌هایی با دوره تناوب بزرگتر از 0.7 ثانیه، ضریب  $C_2$  برابر 1.0 در نظر گرفته شود.

اثرات  $P-\Delta$  نیز در استاندارد FEMA 356 در ضریب  $C_3$  مشخص شده است؛ اما این استاندارد تفاوتی میان کاهش مقاومت در چرخه‌های متوالی (Cyclic strength degradation) و کاهش مقاومت درون چرخه‌ای (in-cycle strength degradation) در نظر نگرفته است (شکل ۲-۱) و این در حالی است که کاهش مقاومت درون چرخه‌ای اثری شبیه به اثر  $P-\Delta$  دارد که می‌تواند به ناپایداری‌های دینامیکی در سازه‌های ضعیف منجر شود.



شکل ۲-ب- کاهش مقاومت در چرخه‌های متوالی



شکل ۲-الف- کاهش مقاومت درون چرخه‌ای شکل

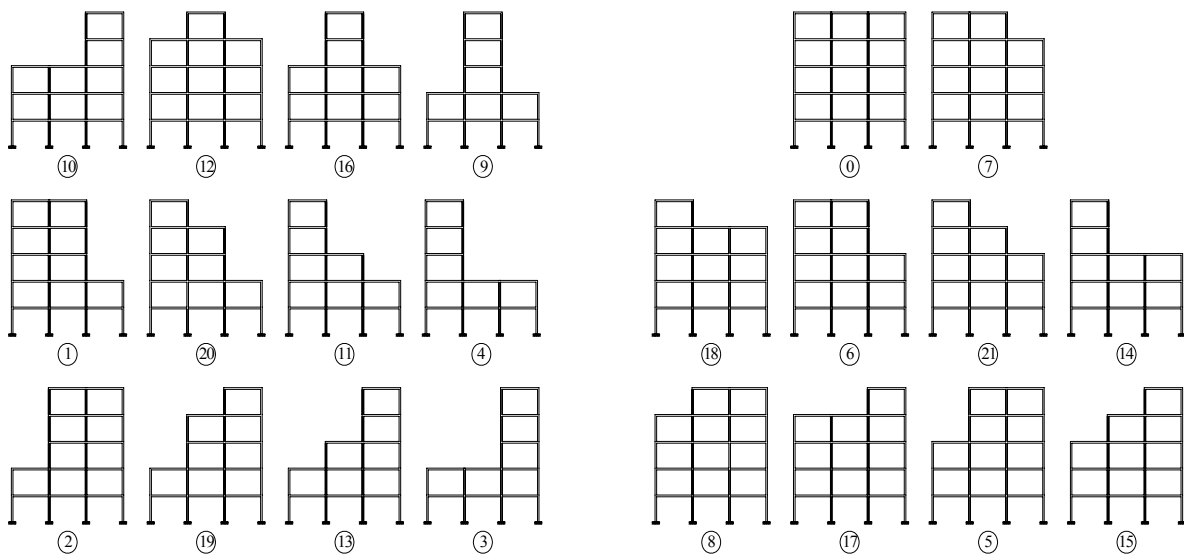


ضریب  $C_3$  در روش ضرایب اصلاح شده حذف و به جای آن محدودیتی بر ضریب نسبت مقاومت  $R_{max}$  اعمال می‌کند تا سازه تا سازه به اندازه کافی مقاومت داشته باشد و مشکل پایداری برای آن بوجود نیاید. باید توجه داشت چنانچه این محدودیت حداقل مقاومت رعایت نشود، باید از تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شود. بنابراین تغییر مکان هدف با روش ضرایب اصلاح شده را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad \& \quad R < R_{max} \quad (8)$$

### روند دستیابی به هدف

در این پژوهش اثر بی‌نظمی هندسی بر دقت پاسخ سازه‌ها بررسی می‌شود، بر این اساس قاب‌های فولادی که دارای بی‌نظمی هندسی بوده‌اند (شکل-۳) بر اساس استاندارد [۵] ۲۸۰۰ ویرایش سوم بارگذاری و با روش [۶] LRFD-99 و به صورت قاب خمشی متوسط طراحی شدند. این قاب‌ها دارای سه دهانه ۱۰ متری می‌باشند، ارتفاع طبقه پیلوت ۳/۴ متر و سایر طبقات یکسان و مساوی ۳/۶ متر است. در این قاب‌ها تمام ستون‌ها در جهت محور قوی خود تحت خمش قرار می‌گیرند و شاه تیرها با اتصالات خمشی جوشی طرح شده براساس ضوابط لرزه‌ای موجود در استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب خمشی معمولی کنترل شده‌اند. با توجه به این که تعداد طبقات ساختمان پنج یا کمتر می‌باشد، بی‌نظمی ساختمان در طراحی منظور نگردیده و قاب‌ها بر اساس بارگذاری استاتیکی خطی طراحی شدند. بنابراین سختی هر طبقه بر اساس نیروی وارد در آن طبقه و جرم طبقه نیز متناسب با سطح بارگیر و بارهای وارد بر آن طبقه منظور شده است. پس از مرحله طراحی، قاب‌های طرح شده بر اساس آیین نامه FEMA356 و بر اساس ضرایب تصحیح ارائه شده در FEMA440، با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل (NSP) تحلیل می‌شوند؛ سپس قاب‌ها تحت اثر زلزله‌های ارائه شده در جدول ۱ تنظیم گردیده‌اند و براساس طیف طرح استاندارد موجود در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم نرمال شده و با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی مورد بررسی قرار می‌گیرند. در انجام این تحلیل‌ها از رفتار چرخه‌ای الاستیک-پلاستیک کامل استفاده می‌شود.



شکل ۳- قاب‌های فلزی دارای بی‌نظمی در این پژوهش

بدین منظور هفت زوج شتاب‌نگاشت متعلق به زلزله‌های پر قدرت مختلف ثبت شده در خاک نوع C در طبقه‌بندی USGS که دارای ویژگی‌های مشابهی از نظر بزرگی و فاصله یکسان تا محل انتخاب شدند که در جدول ۱ مشخصات این زمین لرزه‌ها قابل مشاهده هستند. به منظور مقایسه نتایج تحلیل تاریخچه زمانی با نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی زوج شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده باید به مقیاس در آورده شوند؛ بدین منظور کلیه شتاب‌نگاشت‌ها به مقدار حداکثر خود مقیاس شدند (شتاب ثقل  $g$ ). سپس طیف پاسخ شتاب هریک از زوج شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵ درصد تعیین و طیف‌های پاسخ هر زوج شتاب‌نگاشت با استفاده از روش جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب گردید و یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج ساخته شد، طیف‌های پاسخ ترکیبی زوج شتاب‌نگاشت‌ها، متوسط‌گیری گردید و در محدوده زمان‌های تناوب  $T = 0.2$  و  $T = 1.5$ ، ضرایب مقیاس به گونه‌ای تعیین گردیدند که در این محدوده مقادیر متوسط‌ها در کمتر از ۱/۴ برابر مقدار نظیر آن در طیف استاندارد نشوند. شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده در ستون آخر جدول ۱ نشان داده شده‌اند که در تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گرفته‌اند و همچنین

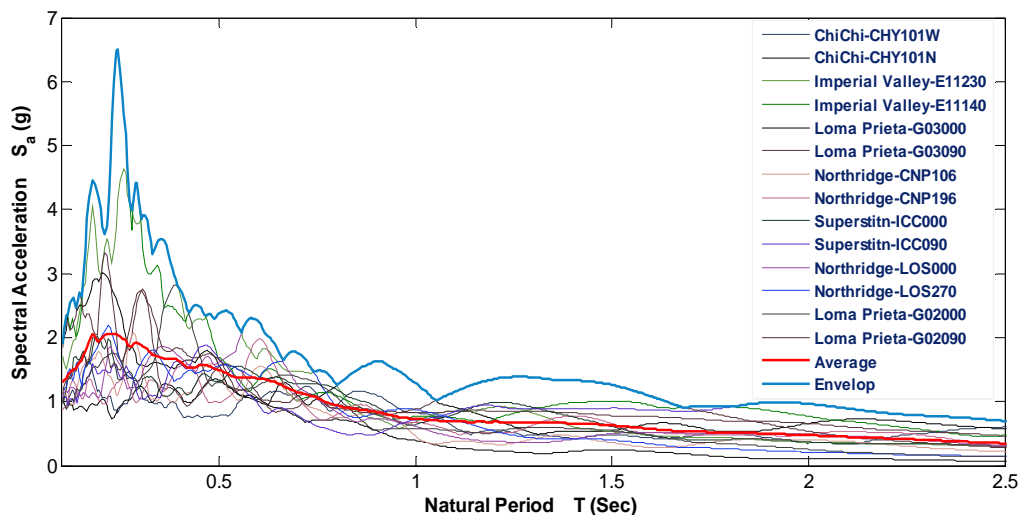


مقادیر طیف نظیر شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده مورد استفاده در تحلیل استاتیکی غیرخطی به همراه مقدار طیف متوسط و پوش آن در شکل ۴- قابل مشاهده می‌باشند.

جدول ۱- زمین لرزه‌های مورد استفاده در این پژوهش

W	Earthquake	Identifier	Magnitude	Dist. "Km"	PGA "g"	Scaled PGA "g"
1	Chi-Chi, Taiwan	CHY101W	Ms= 7.6	11.14	0.353	0.596
2	Chi-Chi, Taiwan	CHY101N	Ms= 7.6	11.14	0.44	0.596
3	Imperial Valley	E11230	Ms= 6.9	12.6	0.38	1.154
4	Imperial Valley	E11140	Ms= 6.9	12.6	0.364	1.154
5	Loma Prieta	G03000	Ms= 7.1	14.4	0.555	0.813
6	Loma Prieta	G03090	Ms= 7.1	14.4	0.367	0.813
7	Northridge	CNP106	Ms= 6.7	15.8	0.356	0.562
8	Northridge	CNP196	Ms= 6.7	15.8	0.42	0.562
9	Superstn	ICC000	Ms= 6.6	13.9	0.358	0.750
10	Superstn	ICC090	Ms= 6.6	13.9	0.258	0.750
11	Northridge	LOS000	Ms= 6.7	13	0.41	0.664
12	Northridge	LOS270	Ms= 6.7	13	0.482	0.664
13	Loma Prieta	G02000	Ms= 7.1	12.7	0.367	0.705
14	Loma Prieta	G02090	Ms= 7.1	12.7	0.322	0.705

در طی انجام این تحلیل‌ها، پاسخ‌های کلی و موضعی سازه‌های نامنظم حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل با پاسخ‌های نظیر حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی مقایسه می‌شود و میزان دقت نتایج (و محافظه‌کارانه بودن نتایج) برای تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل (NSP) ارائه شده توسط FEMA356 با ضرایب تصحیح موجود در FEMA440 در برابر نتایج حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی (NDP) بررسی می‌گردد. از قاب منظم نیز به عنوان مبنا برای مقایسه اثر بی‌نظمی‌های هندسی بوجود آمده (در سختی و مقاومت) در سازه‌های نامنظم و به منظور سنجش دقت پیش-بینی تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل با ضرایب جدید برای این‌گونه بی‌نظمی‌ها در سازه‌ها استفاده می‌شود. به طور کلی ۲۲ سازه منظم و بی‌نظم در هندسه انتخاب شده است. هر کدام از سازه‌ها برای ۱۴ شتاب‌نگاشت مقیاس‌شده مورد تحلیل دینامیکی قرار گرفته‌اند که مبنای مقایسه برای تحلیل استاتیکی می‌باشند.



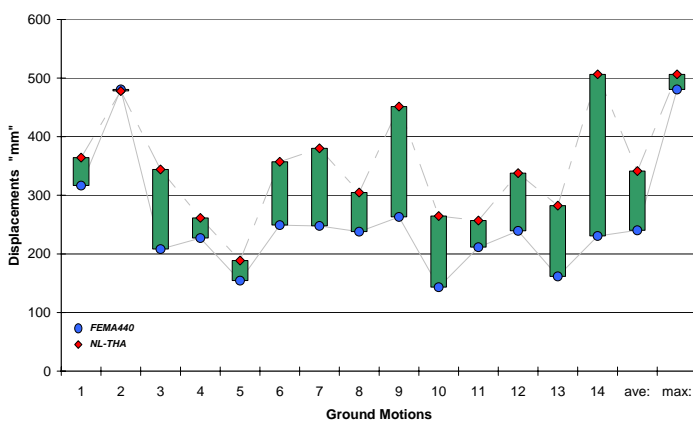
شکل ۴- طیف شتاب زمین لرزه‌های مقیاس‌شده مورد استفاده

نرم‌افزار مورد استفاده برای تحلیل‌های غیرخطی [VIDARC 6.1] بوده است. این نرم‌افزار قابلیت انجام تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی بار فزاینده (Pushover Analysis) و غیرخطی دینامیکی (Nonlinear Dynamic Analysis) را برای سازه‌های فولادی و بتنی را دارا می‌باشد. در تحلیل استاتیکی پس از تعیین توابع مقاومت و سختی اجزای سازه، تحلیل فزاینده تحت آرایش‌های گوناگون بار جانبی انجام می‌شود. در هر دوره تحلیل مشخصات دینامیکی سازه با توجه به رفتارهای غیرخطی اجزا مورد تجدید نظر قرار می‌گیرد. در بخش تحلیل دینامیکی با استفاده از رفتارهای چرخه‌ای (هیستریتیک) تعریف شده برای اجزا، تحلیل دینامیکی برای یافتن تاریخیچه زمانی پاسخ اجزا و انرژی تلف شده انجام می‌شود. تحلیل دینامیکی غیرخطی نرم‌افزار بر اساس روش نیومارک-بتا برای انتگرال‌گیری از روی منحنی شتاب است. در طول تحلیل، وضعیت ترک خوردگی، جاری شدن یا زوال عناصر

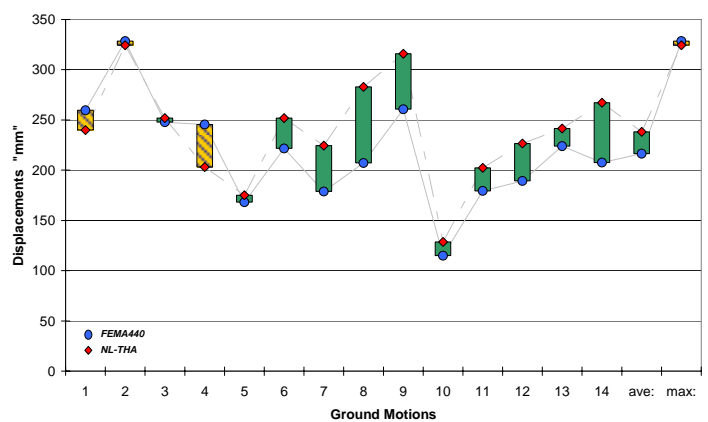
مختلف مورد بررسی قرار می‌گیرد. این بررسی توسط نرم افزار و با کنترل و مقایسه مقدار تغییر شکل عناصر با مقادیر حدی صورت می‌گیرد. چنانچه در هر مرحله زمانی با کنترل ماتریس سختی سازه، سازه ناپایدار باشد تحلیل قطع و پیغام فروریزش (Failure) سازه گزارش می‌شود. عنصر تیر که موازی با جهت بارگذاری لرزه‌ای قرار می‌گیرد، به صورت فنر خمشی ساده مدل و برای محاسبه دقیق‌تر نمودار نیرو-جابجایی (که در مورد تیر به صورت لنگر-انحنا است) می‌توان از عنصر رشته‌ای (Fiber Element) استفاده کرد. عنصر ستون نیز مشابه عنصر تیر به صورت فنرهای خمشی مدل شده و برای محاسبه نمودار لنگر-انحنای ستون‌ها می‌توان از مدل رشته‌ای با ملحوظ کردن اثر نیروهای محوری استفاده کرد. در تحلیل‌های غیرخطی باید رفتار هیستریتیک (چرخه‌ای) مشخصی برای هر ویژگی نیرو-جابجایی با توجه به عنصر مورد نظر تعریف شود. چنانچه اجزای فولادی بر اساس ضوابط طرح لرزه‌ای مورد کنترل قرار گیرند، اثرات کمانش‌های موضعی در آنها به حداقل خواهد رسید و چنانچه از این اثرات صرف‌نظر شود، می‌توان از مدل‌های چرخه‌ای دو خطی برای مدل‌سازی استفاده کرد. در این تحقیق نیز از این نوع رفتار چرخه‌ای جهت تعریف رفتار عناصر فولادی استفاده شده است.

### بررسی پاسخ تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی قاب‌ها

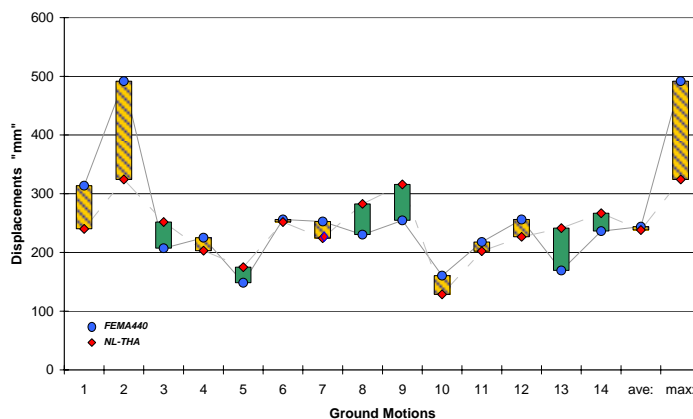
با توجه به مطالبی که در بالا ذکر شد پاسخ تغییرمکان تعدادی از مدل‌ها حاصل از روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای مدل‌های مختلف تحت اثر ۱۴ زمین‌لرزه مختلف در مقایسه با پاسخ استاتیکی غیرخطی هر کدام از مدل‌ها برای طیف نظیر زمین لرزه‌ها و همچنین مقادیر متوسط و بیشینه پاسخ حاصل از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل در شکل‌های ۵ تا ۸ ارایه گردیده است.



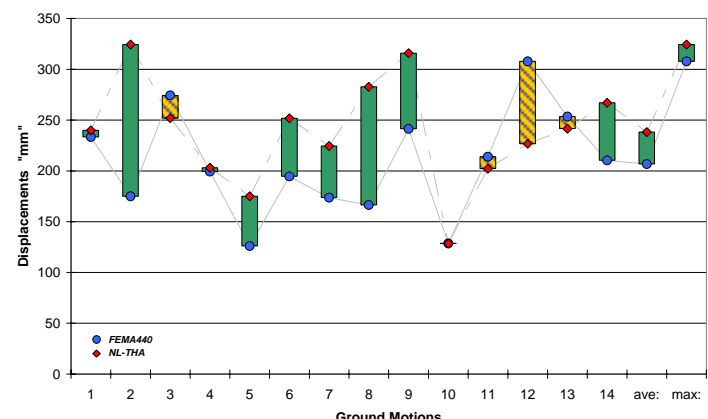
شکل ۶: نتایج تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی برای زمین‌لرزه‌های مختلف و بیشینه تغییرمکان بام برای مدل (۱۸)



شکل ۵: نتایج تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی برای زمین‌لرزه‌های مختلف و بیشینه تغییرمکان بام برای مدل (۱۰)



شکل ۸: نتایج تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی برای زمین‌لرزه‌های مختلف و بیشینه تغییرمکان بام برای مدل (۱۳)



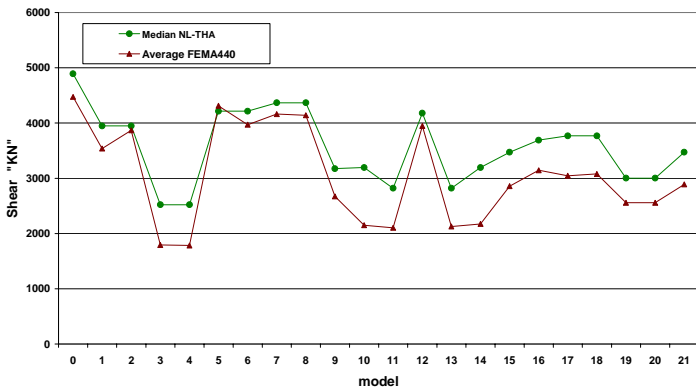
شکل ۷: نتایج تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی برای زمین‌لرزه‌های مختلف و بیشینه تغییرمکان بام برای مدل (۹)

در این شکل‌ها تفاوت مقادیر حاصل از دو روش تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی برای هر کدام از زمین لرزه‌ها مشهود است. در این شکل‌ها محور افقی بیانگر شماره زلزله (۱ تا ۱۴) و شاخص نظیر متوسط و بیشینه مقادیر) و بر روی محور عمودی مقادیر پاسخ‌های تحلیل تاریخچه‌زمانی غیرخطی که با علامت لوزی مشخص گردیده است و مقدار نظیر پاسخ استاتیکی غیرخطی معادل که در این شکل‌ها با دایره نشان داده شده است، قابل مشاهده‌اند. این دو پاسخ با یک ستون به یکدیگر متصل شده‌اند که بیانگر میزان تفاوت دو پاسخ در زمین لرزه مورد نظر می‌باشد. چنانچه پاسخ تحلیل دینامیکی

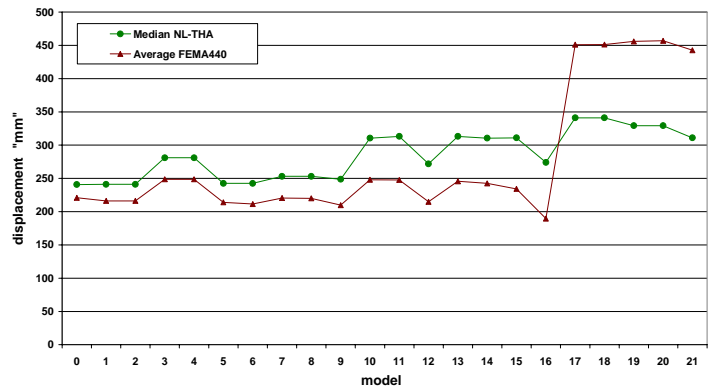


غیرخطی بزرگتر از پاسخ استاتیکی نظیر باشد، ستون به صورت توپر و چنانچه پاسخ تحلیل استاتیکی غیرخطی بزرگتر از پاسخ دینامیکی نظیر آن باشد، ستون متصل کننده پاسخ‌ها به صورت هاشور نشان داده شده است.

در شکل-۹ مقادیر متوسط تغییر مکان بام در تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل و همچنین مقادیر میانه (Median) پاسخ تغییر مکان تراز بام حاصل از تمامی زمین لرزه‌ها حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی و در شکل-۱۰ مقادیر متوسط برش پایه حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل و همچنین مقادیر میانه (Median) برش پایه حاصل از تمامی زمین لرزه‌ها با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی نشان داده شده است. در شکل‌های ۹ و ۱۰ محور افقی بیانگر شماره مدل (۰ تا ۲۱) و محور عمودی به ترتیب نشان دهنده مقدار پاسخ تغییر مکان تراز بام هر کدام از مدل‌ها و مقدار پاسخ برش پایه هر کدام از مدل‌ها با استفاده از هر دو روش تحلیل می‌باشند.



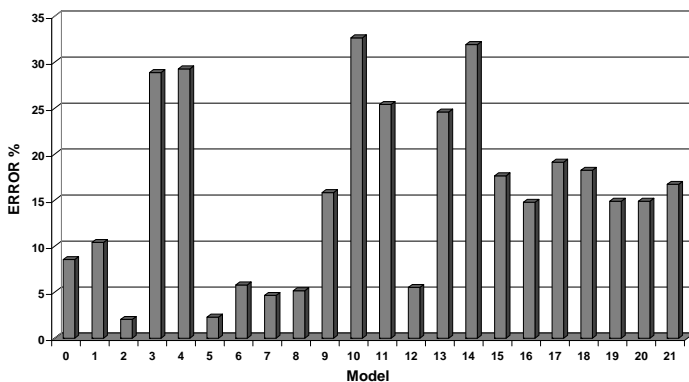
شکل ۱۰: نتایج برش پایه در تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی غیرخطی



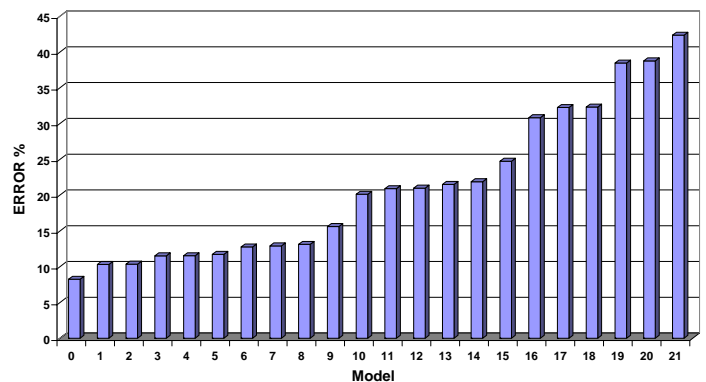
شکل ۹: نتایج تغییر مکان تراز بام در تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی غیرخطی

با توجه به شکل-۹ چنین به نظر می‌رسد که در سازه منظم تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل تخمین خوبی از پاسخ تغییر مکان جانبی بدست می‌دهد که با افزایش میزان بی‌نظمی از دقت نتایج کاسته می‌شود و گاهی تفاوت قابل توجهی در نتایج بوجود می‌آورد و به غیر از چند مورد تخمین تغییر مکان هدف نتایجی کوچکتر از واقعیت (تحلیل تاریخچه زمانی) بدست می‌دهد که مورد اخیر در مورد سازه منظم (مدل ۰) نیز صدق می‌کند. همانگونه که در شکل-۱۰ نیز قابل مشاهده است در سازه منظم تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل تخمین خوبی از پاسخ برش پایه بدست می‌دهد که با تغییر میزان بی‌نظمی دقت نتایج دست‌خوش تغییر می‌شود و گاهی تفاوت قابل توجهی در نتایج بوجود می‌آورد و چنین به نظر می‌رسد که تقریباً در تمامی موارد تخمین برش پایه نتایجی کوچکتر از واقعیت (تحلیل تاریخچه زمانی) بدست می‌دهد که مورد اخیر در مورد سازه منظم (مدل ۰) نیز صادق است. شکل ۱۱ نشان دهنده مقدار خطای بوجود آمده در پاسخ تغییر مکان تراز بام برای هر کدام از مدل‌های نشان داده شده در شکل-۳ می‌باشد و شکل ۱۲ نیز بیانگر مقدار خطای بوجود آمده در پاسخ برش پایه برای هر کدام از مدل‌ها می‌باشد. در این پژوهش برای محاسبه خطاهای بوجود آمده از رابطه-۹ استفاده شده است.

$$error (\%) = \sqrt{\sum_{i=1}^{EQ\#} \left( \frac{D_{median}^{NL-THA} - D_{average}^{FEMA440}}{D_{median}^{NL-THA}} \right)^2} \times 100 \quad (9)$$



شکل ۱۲: مقادیر خطا در نتایج برش پایه



شکل ۱۱: مقادیر خطا در نتایج تغییر مکان تراز بام



در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ محور افقی بیانگر شماره مدل (۰ تا ۲۱) و محور عمودی به ترتیب نشان دهنده مقادیر درصد خطای حاصل برای پاسخ تغییرمکان تراز بام هر کدام از مدل‌ها و مقادیر درصد خطای حاصل برای پاسخ برش پایه هر کدام از مدل‌ها با استفاده از هر دو روش تحلیل غیرخطی می‌باشد.

### نتیجه‌گیری

در این پژوهش بیش از ۳۵۰ تحلیل غیرخطی دینامیکی و استاتیکی بر روی ۲۲ قاب نامنظم در ارتفاع تحت اثر ۱۴ شتاب‌نگاشت مقیاس شده با طیف طرح استاندارد با استفاده از عناصر رشته‌ای (fiber-element) تیر-ستون در نرم افزار IDARC صورت گرفته است که میزان دقت و محافظه‌کارانه بودن نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی معادل ارایه شده در گزارش FEMA440 را بررسی می‌کند. از نتایج حاصل شده چنین به نظر می‌رسد که این روش می‌تواند به صورت معقول پاسخ‌های تغییرمکان هدف، برش‌های پایه و لنگرهای واژگونی را تخمین بزند. استفاده از نتایج این تحلیل (استاتیکی غیرخطی معادل) برای مقاصد طراحی در مقایسه با متوسط پاسخ‌های دینامیکی غیرخطی مقداری غیرمحافظه‌کارانه می‌باشد و در اکثر موارد مقادیر خطای حاصل برای سازه‌های نامنظم بزرگ‌تر از خطای حاصل برای پاسخ‌های نظیر در سازه منظم می‌باشد. اما در این روش بیشینه نیازهای لرزه‌ای حاصل، مقادیر محافظه‌کارانه‌ای نسبت به بیشینه پاسخ‌های نظیر در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی بدست می‌دهد؛ خصوصاً در پاسخ‌های کلی مانند تغییرمکان سازه و تغییرمکان نسبی طبقاتی اما در پاسخ‌های موضعی تر مانند برش پایه و لنگرهای واژگونی نتایج حاصل اندکی غیرمحافظه‌کارانه می‌شود. خطاهای حاصل از این روش برای سازه‌های نامنظم معمولاً به علت بوجود آمدن مکانیزم‌های موضعی و ناقص در قاب‌ها می‌باشد. با توجه به در نظر داشتن ماهیت تقریبی روش تحلیل استاتیکی غیرخطی معادل می‌توان دقت محاسباتی این روش را برای تحلیل قاب‌های نامنظم با ضریبی که بیانگر نامنظمی می‌باشد افزایش داد. تعیین این ضریب موضوع تحقیقات کنونی بر اساس نتایج این پژوهش می‌باشد.

### مراجع

1. Saiidi, M. and Sozen, M.A. (1981) Simple Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structures. *Journal of Structural Division*, **107**, 937–952.
2. FEMA 356 (2000), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*.
3. FEMA 440 (2005), Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, *Federal Emergency Management Agency*
4. Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation, *Journal of Engineering Structures*, 20(4-6):pp. 452-464.
۵. آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۸۴-۲۸۰۰ (ویرایش سوم)، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۸۴
6. American Institute of Steel Construction (1999), *Manual of Load and Resistance Factor Design for Structural Steel Buildings*. Chicago.
7. Park, Y.J., Reinhorn, A.M. and Kunnath, S.K. (1987) IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame-Shear-Wall structures. *National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-87-0008, SUNY at Buffalo*.