

بررسی پارامترهای لرزه‌ای سیستم‌های فولادی برون مرکز با تیر پیوند متوسط

علی‌اکبر میمندی پاریزی^۱، میلاد محمدیان^{۲*}، و عباس مهدویان^۳

^۱دانشجوی دکتری، مهندسی عمران گرایش زلزله، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران
^۲کارشناس ارشد، مهندسی عمران گرایش زلزله، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران
^۳دانشیار دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۰۸/۱۶، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۶/۲۰)

چکیده

فلات ایران از نظر وقوع زلزله یکی از فعال‌ترین مناطق دنیا بوده و هر از چند گاهی زمین‌لرزه‌های مخرب و مصیبت‌بار با آسیب‌های جانبی و مالی وسیع در کشورمان به وقوع می‌پیوندد که پیشگیری از وقوع یا کاهش تلفات جانی و مالی ناشی از این زلزله‌ها در کشورمان ایران از اهمیت خاصی برخوردار است. خرابی‌های وارده به سازه در زلزله‌های گذشته که مطابق با آیین‌نامه‌ها طراحی گردیدند نقاط ضعف شیوه‌های موجود در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها را به خوبی مشخص ساخته است. لذا در حال حاضر بیشتر آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای به سرعت به سمت طراحی بر اساس عملکرد حرکت می‌کنند که ساختمان با توجه به عملکردی که در زلزله از خود نشان می‌دهد طراحی گردد. با این اوصاف در سال‌های اخیر بحث رفتار غیرخطی و روش عملکردی در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها مطرح گردیده است. اگرچه دقیق‌ترین شیوه در ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی است، اما دستورالعمل‌های معتبر (دستورالعمل‌هایی همچون ATC و یا FEMA، آیین‌نامه‌های بهسازی لرزه‌ای ساختمان)، استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده بار افزون را به دلیل سادگی در به‌کارگیری و تفسیر نتایج توصیه کرده‌اند. در پژوهش پیش رو ضوابط دستورالعمل‌های مذکور در خصوص ارزیابی لرزه‌ای سیستم‌های برون‌محور (EBF) با الگوهای مختلف بار جانبی در روش بار افزون سنتی و بار افزون پیشرفته در مقایسه با تحلیل دینامیکی غیرخطی مورد ارزیابی قرار گرفته است؛ و نتایج به‌صورت پیشنهادهایی ارائه شده‌اند؛ اما در کل نتایج حاکی از آن است که اختلاف میان پاسخ‌های حاصل از روش‌های مختلف بار افزون، در سازه‌های کوتاه‌مرتبه ناچیز است.

واژه‌های کلیدی: تحلیل پوش آور، تحلیل دینامیکی غیرخطی، الگوی بار جانبی، تیر پیوند، دستورالعمل فم

۱ مقدمه

با گسترش دانش بشر درباره پدیده زلزله و متعاقب آن توسعه روش‌های تحلیل و طراحی لرزه‌ای، راهکارهای افزایش سطح ایمنی در مقابل این پدیده روزبه‌روز ضروری‌تر می‌شوند. چنانچه پذیرای خرابی سازه در برابر زلزله باشیم، به‌منظور بررسی عملکرد ساختمان‌ها در هنگام زلزله باید تحلیل غیرخطی صورت گیرد تا بتوان بدین‌وسیله محل و میزان خرابی تخمین مناسبی زده شود. در روش طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد سازه برای سطوح مختلف عملکرد مورد انتظار، مرتبط با سطوح مختلف خطر زلزله طراحی می‌گردد. از جمله موارد مهم در طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد، تخمین پاسخ لرزه‌ای غیرخطی سازه‌ها است. برای این منظور دو روش وجود دارد: تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی و تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بار افزون). تحلیل بار افزون دارای مشکلات مربوط به تحلیل دینامیکی غیرخطی نبوده و با انجام آن می‌توان تخمین مناسبی از پاسخ لرزه‌ای سازه به دست آورد؛ بنابراین با توجه به سرعت و سادگی تفسیر نتایج در مقایسه با روش‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی، روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد توجه قرار گرفته‌اند. در روش‌های رایج تحلیل بار جانبی افزاینده، توزیع نیرو و تعیین تغییر مکان هدف بر این فرض استوارند که پاسخ سازه به‌وسیله مود ارتعاشی اصلی ساختمان کنترل می‌شود. فرضیات اولیه این روش باعث می‌شود کاربرد آن در سازه‌های بلند و نامنظم در پلان که اثر مودهای بالاتر در آنها بیشتر است و حرکات جانبی و چرخشی درگیرند، دارای دقت کافی نباشد. در راستای افزایش دقت این روش‌های تحلیل برای این‌گونه سازه‌ها، محققین مطالعاتی انجام داده‌اند. یکی از روش‌های مورد مطالعه تحلیل بار افزون مودال (MPA) است که سادگی تحلیل‌های موجود با توزیع بارهای ثابت را حفظ کرده است و در آن اثر مشارکت تمام مودهای ارتعاشی که در نیازهای لرزه‌ای

سازه مهم هستند، در پاسخ سازه در نظر گرفته می‌شود. ازجمله پژوهش‌های صورت گرفته در رابطه با مقایسه این نوع تحلیل‌ها می‌توان به مطالعات (کراوینکلا و سن ویرانا، ۱۹۹۸؛ گوپتا، ۱۹۹۹؛ و النشای و موافی، ۲۰۰۱) در خصوص نقاط قوت و ضعف و همچنین قابلیت‌های روش تحلیل بار افزون، اشاره کرد. نتایج تحقیقات این افراد حاکی از آن است که تحلیل بار افزون، تخمین مناسبی از نیازهای لرزه‌ای ایجاد شده در سازه‌های کوتاه‌مرتبه‌ای که توزیع یکنواختی از رفتار غیر ارتجاعی در ارتفاع را تجربه می‌کنند ارائه می‌دهد. با توجه به اینکه در هنگام وقوع زلزله، رفتار سازه کاملاً غیرخطی بوده و اینکه معیاری متعارف متکی بر مقاومت در آیین‌های وقت نمی‌توانند رفتار لرزه‌ای واقعی سازه را به‌درستی ارزیابی کنند، لذا مهم‌ترین بحث در طراحی لرزه‌ای بر اساس سطح عملکرد، توسعه روش‌های ساده و درعین‌حال دقیق، جهت تحلیل و طراحی ساختمان‌های جدید و ارزیابی ساختمان‌های موجود در برابر سطوح عملکردی مختلف است. از این‌رو انجام تحلیل‌های بار افزون در بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها بسیار رایج است و نیاز به بررسی این روش در بحث عملکردی سازه‌ها احساس می‌شود؛ بنابراین بررسی دقت نتایج حاصل از ضوابط دستورالعمل‌های ATC-40، FEMA-356 و یا (2005) FEMA-440 (دستورالعمل‌های مهم درزمینه روش‌های غیرخطی) یکی از نیازهای امروز جامعه است. لذا در این پژوهش بر آنیم که ضوابط این دستورالعمل‌ها را در خصوص ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های برون‌محور (EBF) مورد بررسی قرار داده و صحت نتایج را کنترل کنیم. مدل‌های سازه‌ای برون‌محور بر اساس آئین‌نامه‌های معتبر طراحی شده و سپس با توجه به چگونگی توزیع بار جانبی (الگوی توزیع بار) در تحلیل استاتیکی غیرخطی تأثیر قابل‌توجهی در رفتار سازه، برآورد ظرفیت و تعیین عملکرد لرزه‌ای سازه، انواع روش‌های بار افزون تک

بررسی دقت روش‌های تخمین نیازهای لرزه‌ای در خصوص سازه‌های واقعی سه‌بعدی است.

۳ معرفی ساختمان‌های مدل شده

در این بخش فرضیات اولیه در مدل‌سازی، هندسه مدل‌ها، پیکربندی، بارگذاری و سپس نحوه طراحی مدل‌ها با توجه به ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ و آئین‌نامه ASCE/SEI 7-05 (2006) ارائه گردیده است.

۱-۳ هندسه و پیکربندی

چهار مدل (۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه) که نسبت ارتفاع به عرض آنها بین ۰/۶ تا ۳ و در پلان و ارتفاع کاملاً منظم می‌باشند، به صورت سه‌بعدی در نرم‌افزار SAP2000 V14.00 تحلیل و طراحی شده‌اند. در تحلیل مدل‌ها خروج مرکزیت تصادفی ۵٪ در نظر گرفته شده است. ارتفاع مرکز به مرکز تمام طبقات ۳/۲ متر است. در تمام مدل‌ها دهانه‌های بادبندی شده ۴/۵ متر و سایر دهانه‌ها ۴ متر هستند. اتصالات تیر به ستون دور از تیر پیوند، در قاب‌های مهاربندی شده جهت X به صورت ساده و در جهت Y به صورت گیردار در نظر گرفته شده‌اند. طول تیر پیوند در تمام مدل‌ها ۱/۳ متر و همه ساختمان‌ها از نوع بینابینی هستند. آئین‌نامه‌های مورد استفاده شامل: مبحث ششم (۱۳۸۵)، استاندارد ۲۸۰۰ (شامل پارامترهای وابسته به منطقه شامل طیف، رابطه برش پایه و نوع خاک)، ASCE/SEI 7-05 شامل پارامترهای مستقل از منطقه شامل رابطه پریرود تجربی، ضریب رفتار R، رابطه توزیع برش پایه در ارتفاع، ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) و آئین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی (2005) AISC هستند. پلان کلیه مدل‌ها مشابه و مطابق شکل ۱ است. در این شکل محل قرارگیری مهاربند‌های برون‌محور با ضریب نشان داده شده است.

مودی (Single-Mode Pushover) و روش بار افزون مودال اصلاح شده (MMPA) تحلیل شده است. جهت تخمین نیازهای لرزه‌ای در سطح عملکرد ایمنی جانی از روش‌های دستورالعمل FEMA-356، ATC-40 و دو روش اصلاح شده FEMA-440-DM و FEMA-440-EL استفاده شده است و نتایج حاصل با نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی به عنوان مرجع مقایسه شده است.

۲ روش تحقیق

در این تحقیق چهار ساختمان فولادی ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه با سیستم برون‌محور، به صورت منظم و متقارن انتخاب و به صورت سه‌بعدی در نرم‌افزار (2008) SAP2000V14 مدل‌سازی شده است. بر اساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش سوم ۱۳۸۴) و تعدادی از روابط آئین‌نامه آمریکا مدل‌ها بارگذاری و طراحی شده و سرانجام به صورت مناسب تیب‌بندی شده‌اند. هر چهار ساختمان با فرض اینکه روی خاک نوع II قرار دارند و در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده بر اساس طیف استاندارد طراحی استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده‌اند. پس از طراحی جهت انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی از انواع الگوی بارگذاری تک مودی و بار افزون مودال (MPA) استفاده شده، جهت تخمین تغییر مکان هدف از ضوابط دستورالعمل‌های ATC-40، FEMA-356 (2000) و روش‌های اصلاح شده در FEMA-440 استفاده شده است. برای ارزیابی دستورالعمل‌های مذکور از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مدل‌ها و زوج شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده بر اساس طیف طراحی استاندارد ۲۸۰۰، استفاده شده و نتایج تحلیل‌ها، مقایسه و پیشنهاد‌های لازم ارائه شده است. از عمده علل انتخاب ساختمان‌های سه‌بعدی و همچنین استفاده از سیستم لرزه بر برون‌محور در این تحقیق، متداول بودن این سیستم‌ها در امور اجرایی و همچنین

- پارامترهای تعریف طیف به صورت
 $T_0 = 0.1 \text{ sec}$, $T_s = 0.5 \text{ sec}$, $S = 1.5$ هستند.
- ضریب بازتاب B در تمامی مدل‌ها با توجه به زمان تناوب‌ها در جدول ۱ ارائه شده است.

جدول ۱. ضریب بازتاب مدل‌ها.

طبقه	پریود اصلی تجربی (Ta)	ضریب بازتاب (B)
4	$T_a = 0.500 \leq T_s$	$B = S + 1 = 2.5$
8	$T_s < T_a = 0.840$	$B = (S + 1)(T_s / T)^{2/3} = 1.77$
12	$T_s < T_a = 1.130$	$B = (S + 1)(T_s / T)^{2/3} = 1.45$
16	$T_s < T_a = 1.400$	$B = (S + 1)(T_s / T)^{2/3} = 1.26$

در تعیین ضریب رفتار (R) در حالتی که اتصالات تیر به ستون خارج از پیوند در قاب مهاربندی شده به صورت ساده و یا گیردار باشد، بصورت مقادیری که در ادامه آمده است تعیین شده است:

$$\text{اتصالات گیردار: } \begin{cases} R = 8 * 1.44 = 11.5 \\ \Omega_0 = 2 \\ C_d = 4 \end{cases}$$

$$\text{اتصالات ساده: } \begin{cases} R = 7 * 1.44 = 11.5 \\ \Omega_0 = 2 \\ C_d = 4 \end{cases}$$

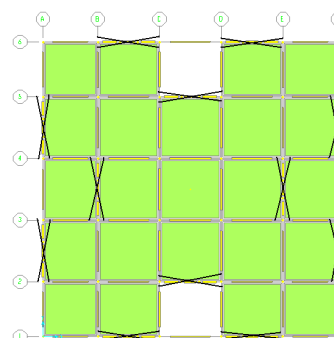
ضریب رفتار (R)، ضریب تبدیل جابه‌جایی خطی به غیرخطی (C_d) و ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) از آئین‌نامه ASCE/SEI-05 تعیین شده است.

برش پایه از رابطه آئین‌نامه ۲۸۰۰ ایران طبق رابطه (۲) تعیین شده است:

$$V_s = C_s \cdot W, \quad C_s = \frac{ABI}{R}, \quad (2)$$

که W وزن مؤثر لرزه‌ای، برابر مجموع وزن مرده سازه و وزن تأسیسات ثابت به‌طور کامل $+20\%$ بار زنده و یا بار

بارهای زنده (۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع برای طبقات و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع برای بام) بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و بارگذاری مرده (۶۰۰ کیلوگرم بر مترمربع) بر اساس بارهای متداول ارائه شده است (مبحث ششم مقررات ملی ساختمان) در سه خط بالاتر اسم منبع ذکر شده است.



شکل ۱. پلان مدل‌های مهاربندی شده برون‌محور.

زمان تناوب اصلی: برای محاسبه زمان تناوب اصلی، از رابطه (۱) در آئین‌نامه ASCE/SEI 7-05 استفاده شده است؛ که برای ساختمان ۴، ۱۶، ۱۲ و ۸ طبقه به ترتیب برابر $1/4$ ، $1/13$ ، $1/84$ و $1/5$ ثانیه است.

$$T_a = C_t h_n^x, \quad (1)$$

که ضرایب ثابت C_t و X برای قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور به ترتیب برابر 0.0731 و 0.75 است و h_n ارتفاع سازه از تراز پایه است.

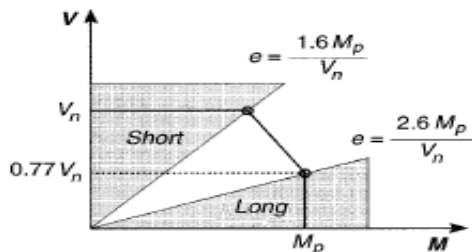
طیف طراحی منطقه:

در این تحقیق از طیف استاندارد ۲۸۰۰ ایران نظیر 10% خطر در ۵۰ سال، استفاده شده است.

- خاک منطقه از نوع II (طبق تعریف ۲۸۰۰) و ضریب اهمیت (I) برابر یک انتخاب شده است.

- منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد و شتاب مبنای طرح $A=0.35$ در نظر گرفته شده است.

مفاصل پلاستیک برشی و خمشی پرداخته شده است. مطابق شکل ۲ یک تیر پیوند متوسط هم تحت برش و هم خمش کنترل شونده توسط تغییر شکل است (پوپوو و کسای ۱۹۸۶)، لذا بایستی هم مفصل خمشی و هم برشی تعریف شوند (مانهایم و پوپوو، ۱۹۸۳). محورافقی و محورعمودی بترتیب بیانگر لنگر و نیروی برشی وارد بر تیر پیوند و M_p و V_p بترتیب بیانگر لنگر و برش ایجاد کننده مفصل پلاستیک در تیر پیوند هستند.



شکل ۲. اندرکنش خمش و برش در تیرهای پیوند

برف، I ضریب اهمیت سازه، B ضریب بازتاب، A شتاب مبنای سنگ‌بستر و R ضریب رفتار سازه هستند. برای توزیع برش پایه در ارتفاع سازه از رابطه (۳) مطابق آئین‌نامه ASCE، استفاده شده است.

$$F_i = V_s \frac{W_i * h_i^K}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^K} \quad (3)$$

$$\begin{cases} T \leq 0.5 & K = 1 \\ T \geq 2.5 & K = 2 \\ 0.5 \leq T \leq 2.5 & K = 0.5T + 0.75 \end{cases}$$

که F_i نیروی جانبی وارد بر طبقه i ام W_i وزن طبقه i ام، h_i ارتفاع طبقه i ام از تراز پایه و K ضریبی که با دور تناوب اصلی سازه در ارتباط است. جهت مدل‌سازی، تحلیل و طراحی مدل‌ها از برنامه جامع SAP2000V14.00 استفاده شده است. در تحلیل به صورت پیش فرض آنالیز $P-\Delta$ انجام گرفته است. جهت طراحی اعضاء از آئین‌نامه معتبر AISC-ASD05 استفاده شده است. در این تحقیق جهت ترکیب بارهای طراحی از ترکیب بارهای آئین‌نامه ASCE/SEI05 (ترکیب بارهای پایه جهت طراحی و ترکیب بارهای ویژه لرزه‌ای) استفاده شده است. همچنین پروفیل‌های طراحی تیرها IPE، ستون‌ها و مهاربندها از نوع TUBO-BOX است. نتایج طراحی و تیب‌بندی مدل چهار و شانزده طبقه در جدول ۲ ارائه شده است.

۲-۴ الگو بارهای استفاده شده در تحلیل بار

افزون

برای اعمال بار ثقلی در تحلیل‌های بار افزون از رابطه (۴) استفاده شده است.

$$\begin{cases} Q_{G1} = 1.1(Q_D + Q_L) \\ Q_{G2} = 0.9Q_D \end{cases} \quad (4)$$

که Q_D بار مرده و Q_L بار زنده مؤثر که برابر ۲۰٪ بار زنده است.

الگو بارهای استفاده شده در تحلیل بار افزون تک‌مودی: شامل ۱- الگوی بار یکنواخت ۲- الگوی بار متناسب با توزیع برش پایه در ارتفاع ۳- الگوی بار متناسب با مود اول سازه ۴- الگوی بار متناسب با نیروهای حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی ۵- الگوی بار به شکل مثلث وارونه و همچنین برای انجام تحلیل بار افزون چند مودی از روش اصلاح‌شده چوپرا و گوئل (۲۰۰۱) با در نظر گرفتن سه مود اول هر مدل، استفاده شده است.

۴ تحلیل دینامیکی غیرخطی

۱-۴ مشخصات غیرخطی اعضاء در تحلیل‌های غیرخطی

برای انجام تحلیل‌های بار افزون نیاز به تعریف خصوصیات غیرخطی اعضاء سازه است. با توجه به اینکه سیستم‌های برون‌محور دارای یک فیوز غیرخطی بنام تیر پیوند هستند (هلمت و پوپوو ۱۹۸۴)، از این رو تنها برای تیرهای پیوند نیاز به تعریف مفصل‌های پلاستیک است و در این تحقیق بر اساس اصول دستورالعمل FEMA-356 به تعریف

جدول ۲. نتایج طراحی مدل ۴ و ۱۶ طبقه.

جهت X	تیر پیوند و خارج از پیوند	تیرهای پله	سایر تیرهای ساده	ستون‌ها	مهاربند
طبقات ۱-۲	IPE330	IPE160	IPE220	TUBO180x180x10	TUBO120x120x8
طبقه ۳	IPE300	IPE160	IPE220	TUBO120x120x10	TUBO100x100x8
طبقه ۴	IPE240	IPE160	IPE220	TUBO80x80x8	TUBO80x80x8

جهت Y	تیر پیوند و خارج از پیوند	سایر تیرهای قاب‌های مهاربندی شده	سایر تیرهای ساده	ستون	مهاربند
طبقات ۱-۲	IPE300	IPE200	IPE220	TUBO180x180x10	TUBO120x120x8
طبقه ۳	IPE270	IPE200	IPE220	TUBO120x120x10	TUBO100x100x8
طبقه ۴	IPE220	IPE200	IPE220	TUBO80x80x8	TUBO80x80x8

جهت X	تیر پیوند و خارج از پیوند	تیرهای پله	سایر تیرهای ساده	ستون‌های مهاربندی	مهاربند
طبقات ۱-۵	IPE330	IPE160	IPE220	TUBO360x360x20	TUBO140x140x7.1
طبقه ۶-۹	IPE300	IPE160	IPE220	TUBO200x200x16	TUBO120x120x7.1
طبقه ۱۰-۱۲	IPE270	IPE160	IPE220	TUBO180x180x10	TUBO100x100x7.1
طبقه ۱۱-۱۲	IPE270	IPE160	IPE220	TUBO160x160x10	TUBO100x100x7.1
طبقه ۱۳	IPE240	IPE160	IPE220	TUBO140x140x10	TUBO90x90x5
طبقه ۱۴-۱۵	IPE240	IPE160	IPE220	TUBO120x120x8	TUBO80x80x5
طبقه ۱۶	IPE220	IPE160	IPE220	TUBO100x100x8	TUBO80x80x5

جهت Y	تیر پیوند و خارج از پیوند	تیرهای قاب‌های مهاربندی شده و ساده	ستون‌های ثقیلی	ستون	مهاربند
طبقات ۱-۵	IPE330	IPE220	TUBO300x300x20	TUBO320x320x20	TUBO120x120x7.1
طبقه ۴-۵	IPE330	IPE220	TUBO300x300x20	TUBO280x280x16	TUBO120x120x7.1
طبقه ۶-۹	IPE300	IPE220	TUBO280x280x16 TUBO240x240x16 TUBO240x240x16 TUBO200x200x16	TUBO220x220x16 TUBO220x220x16 TUBO200x200x12.5 TUBO200x200x12.5	TUBO100x100x7.1
طبقه ۱۰	IPE270	IPE220	TUBO200x200x16	TUBO160x160x10	TUBO90x90x8
طبقه ۱۱-۱۲	IPE270	IPE220	TUBO180x180x16 TUBO160x160x10	TUBO140x140x10 TUBO140x140x8	TUBO90x90x8 TUBO80x80x8
طبقه ۱۳-۱۵	IPE240	IPE220	TUBO140x140x10 TUBO120x120x7.1 TUBO120x120x7.1	TUBO120x120x7.1 TUBO100x100x5.4 TUBO100x100x5.4	TUBO80x80x8 TUBO80x80x5 TUBO80x80x5
طبقه ۱۶	IPE220	IPE220	TUBO100x100x5.4	TUBO100x100x5.4	TUBO80x80x5

همه شرایط سازه‌ای انجام گرفته است. مدل‌سازی اعضاء برای تحلیل‌های دینامیکی نظیر تحلیل‌های بار افزون به‌صورت رابطه نیرو- تغییرمکان برای تیرهای پیوند انجام گرفته است. همچنین از مدل‌سازی هیسترتیک برای اعضاء غیرخطی صرف‌نظر شده است.

۳-۴ مدل‌سازی در تحلیل دینامیکی غیرخطی

در این بخش مدل‌سازی سازه‌ای (مدل‌سازی صحیح تکیه‌گاه‌ها، اتصالات، در نظر گرفتن بعد المان‌ها و سختی آنها و در نظر گرفتن همه خصوصیات پیکربندی سازه مانند پیچش در مدل‌های سه‌بعدی و یا در نظر گرفتن دیافراگم صلب)، به‌صورت سه‌بعدی و با در نظر گرفتن

۵ شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

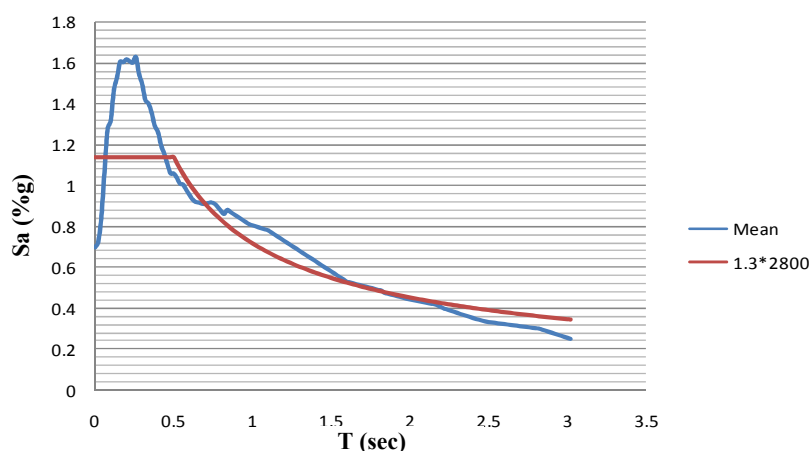
برای انجام تحلیل دینامیکی مدل‌ها از شتاب‌نگاشت‌های ثبت شده با خصوصیات زیر استفاده شده است:

- ۱- نگاشت‌ها بر روی خاک نوع II ($360m/s \leq V_{S(30m)} \leq 760m/s$) ثبت شده‌اند.
- ۲- فاصله ایستگاه‌های ثبت زمین‌لرزه تا مرکز سطحی زلزله بین ۲۰ تا ۴۵ کیلومتر انتخاب شده است.
- ۳- بیشینه شتاب زمین (PGA) رکوردها بین ۰/۲۹ و ۰/۷۳ شتاب ثقل انتخاب شده است.
- مطابق جدول ۳ از ۹ زوج شتاب‌نگاشت استفاده شده و مطابق شکل ۳ طیف میانگین شتاب‌نگاشت‌ها و ۱/۳ برابر

طیف استاندارد ۲۸۰۰ ایران نشان داده شده است. طیف‌های پاسخ هر زوج با روش SRSS باهم ترکیب شده تا یک طیف واحد برای هر زوج ساخته شود. طیف‌های پاسخ ترکیبی زوج‌ها، متوسط‌گیری شده و در محدوده زمان‌های $0.2T$ و $1.5T$ با $1/3$ برابر طیف طرح استاندارد مقایسه شده است. ضرایب مقیاس هر زوج آنچنان تعیین شده که در این محدوده، مقادیر متوسط اختلافی کمتر از ۱۰٪ با $1/3$ برابر طیف طرح استاندارد داشته باشند. ضریب مقیاس تعیین شده، در شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده اولیه ضرب شده و در تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

جدول ۳. جزئیات شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده.

No.	Name of EQ	Occurrence Year	Station	Magnitude (Ms)	Epicentral Distance (km)	Vs30 (m/s)	PGA (%g)	PGV (cm/sec)	PGD (cm)
1	Landers	1992	SCE 24 Lucerne	7.28	44.02	684.9	0.721	111.05	188.32
2	Loma Prieta	1989	CDMG 58235 Saratoga - W Valley Coll.	6.93	27.05	370.8	0.311	57.09	25.73
3	New Zealand-02	1987	99999 Matahina Dam	6.60	24.23	424.8	0.292	21.07	4.60
4	Parkfield	۱۹۶۶	CDMG 1438 Temblor pre-1969	6.19	15.96	527.9	0.294	17.45	3.61
5	Tabas	1978	9102 Dayhook	7.35	20.63	659.6	0.350	28.24	9.03
6	San Fernando	1971	CDMG 24278 Castaic - Old Ridge Route	6.61	25.36	450.3	0.299	19.83	3.29
7	Northridge-01	1994	CDMG 24278 Castaic - Old Ridge Route	6.69	40.68	450.3	0.489	46.51	13.57
8	Northridge-01	1994	CDMG 24605 LA - Univ. Hospital	6.69	36.47	376.1	0.349	19.39	2.38
9	Manjil	1990	BHRC 99999 Abbar	7.37	40.43	724	0.505	43.78	18.96



شکل ۳. مقایسه طیف میانگین زوج شتاب‌نگاشت‌ها و ۱/۳ برابر طیف استاندارد ۲۸۰۰.

۶ نتایج تحلیل

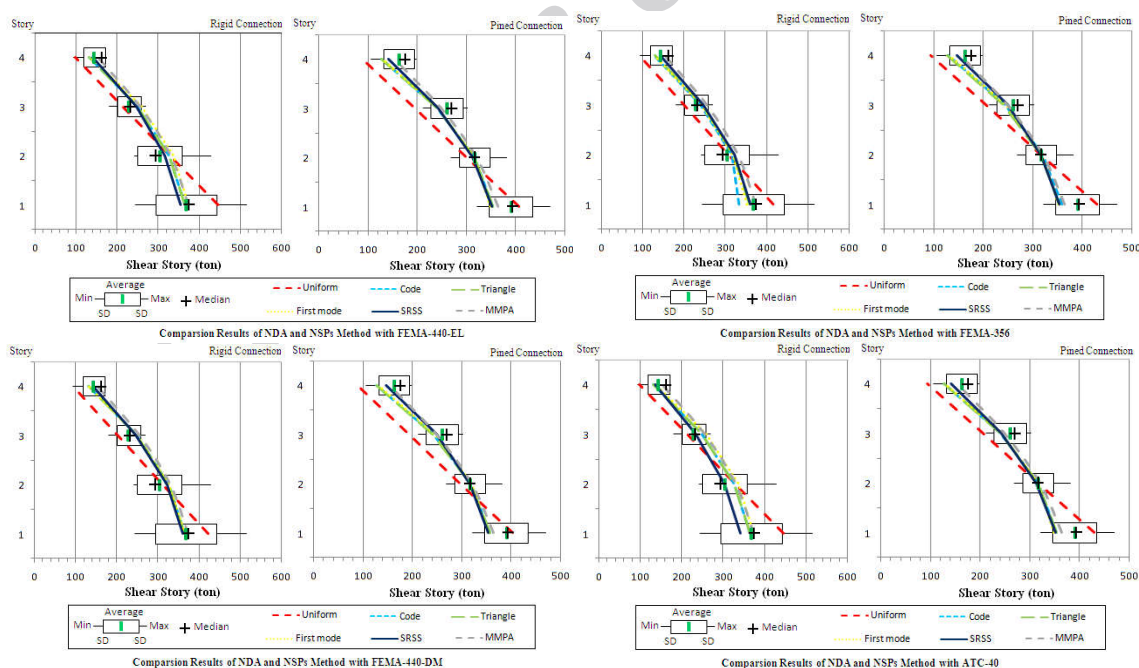
کمیت‌های پاسخ در ارائه نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در این تحقیق به‌ازای سطح خطر ۱۰٪ و سطح عملکرد ایمنی جانی است. در تحلیل دینامیکی غیرخطی از ۹ زوج شتاب‌نگاشت استفاده شده و از این‌رو جهت مقایسه نتایج تحلیل‌ها طبق ضوابط آئین‌نامه ASCE/SEI07 می‌توان از میانگین داده‌ها استفاده نمود. جهت بهتر ارزیابی نمودن نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی از تمامی داده‌های حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی یعنی حداقل، حداکثر، میانگین، میانه و غیره استفاده شده است.

از این‌رو نتایج سیستم برون‌محور با تیر پیوند متوسط برای هر امتداد (اتصالات در امتداد محور X ساده و در امتداد محور Y خمشی) جداگانه بررسی شده است تا در

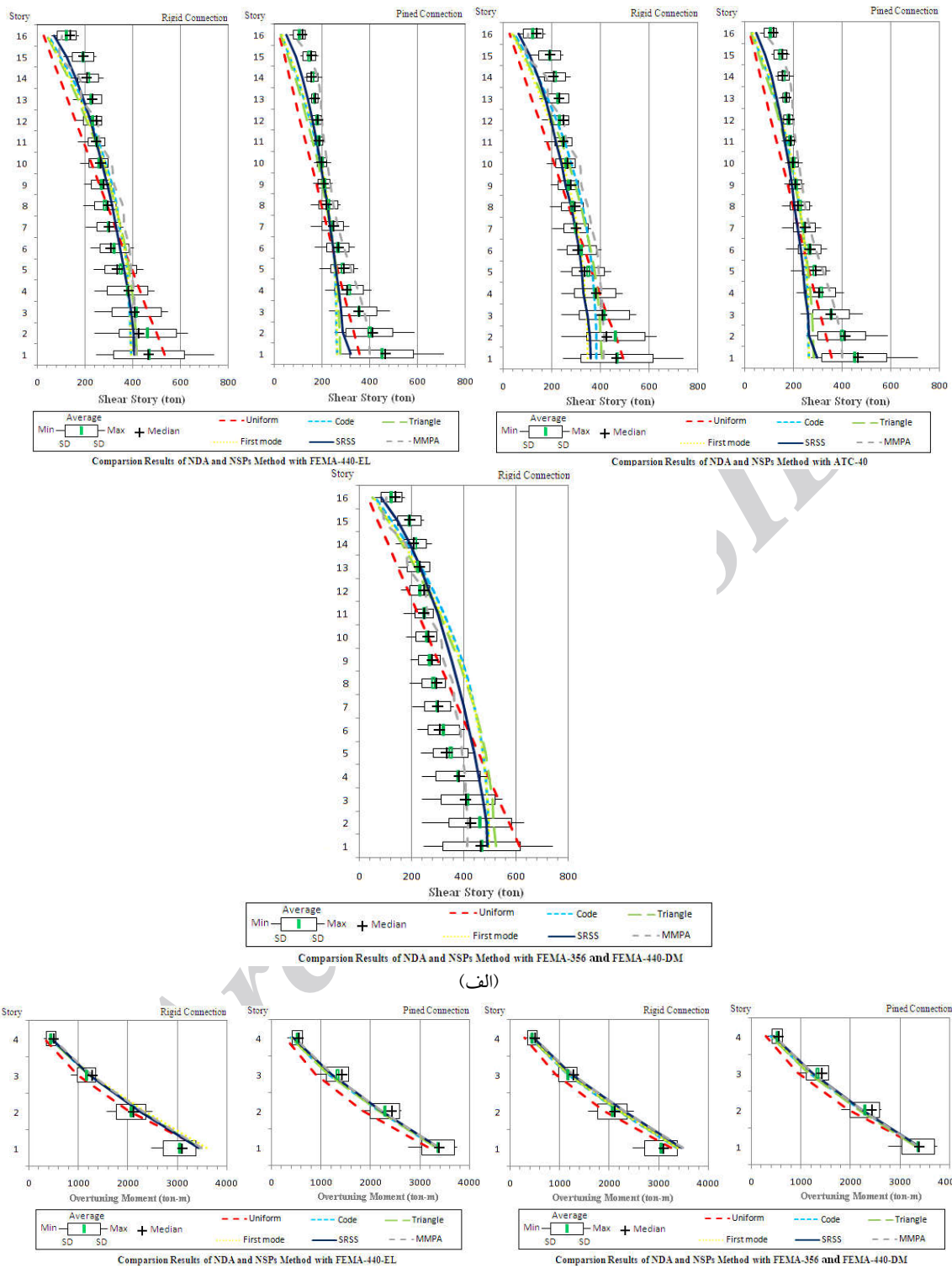
ضمن ارزیابی روش‌های استاتیکی غیرخطی به اثرات نوع اتصال در رفتار لرزه‌ای این سیستم نیز توجه شود.

ضمن ارزیابی صحت نتایج انواع الگوهای توزیع بار در تحلیل بار افزون به بررسی و مقایسه همه روش‌های تقریبی جهت تخمین نیازهای لرزه‌ای نظیر ATC-40، FEMA-356 و همچنین روش‌های اصلاح‌شده FEMA-440 نیز پرداخته شده است. در پایان برای مقایسه نتایج حاصل از تحلیل‌های بار افزون تک‌مودی و تحلیل‌های چندمودی، با استفاده از روش بار افزون مودال اصلاح شده چوپرا و گونل مدل‌ها تحلیل شده و نتایج حاصل با انواع الگوهای توزیع بار مقایسه شده است.

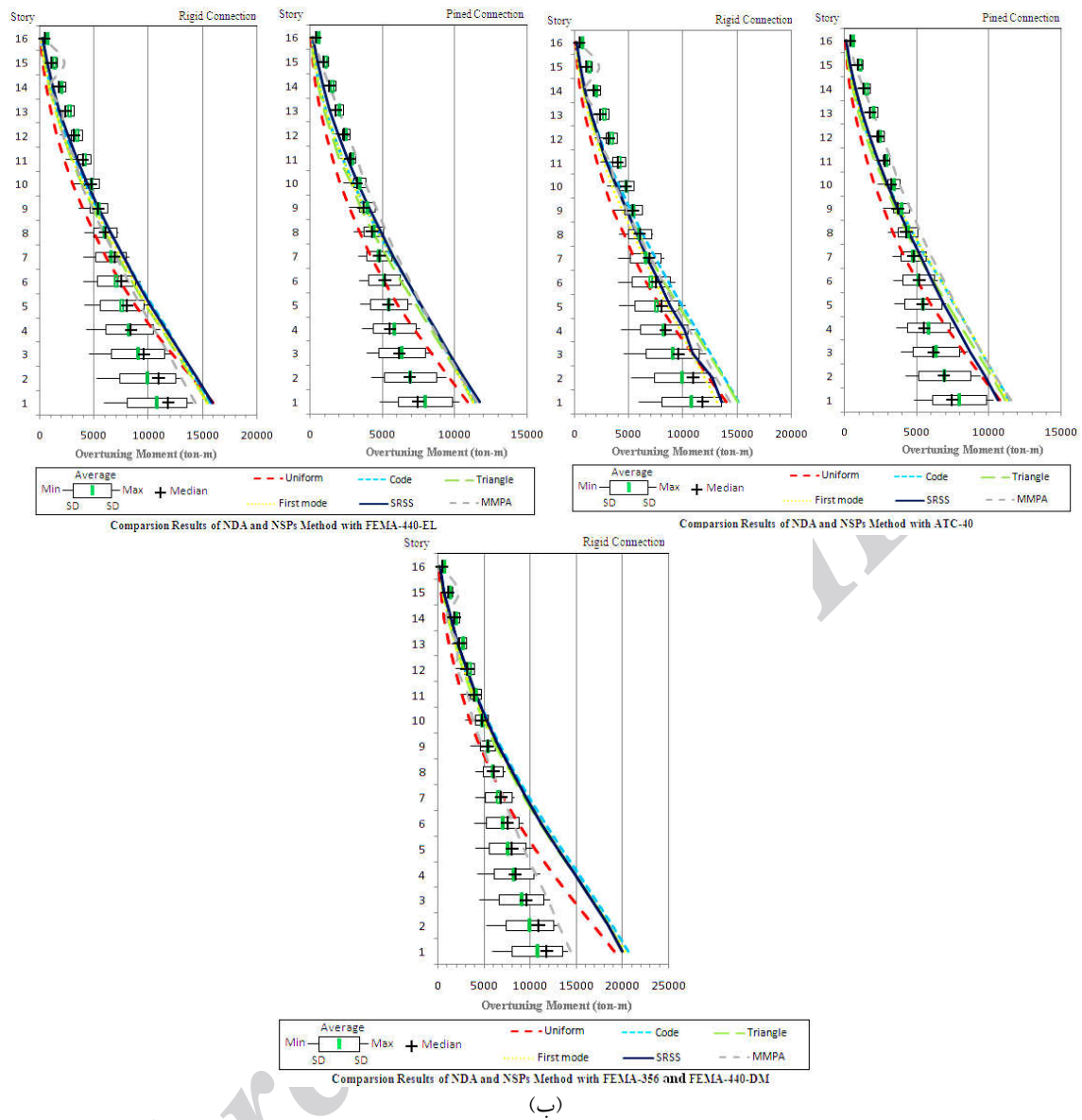
جهت ارزیابی دقت نتایج تحلیل‌های بار افزون از کمیت‌های پاسخ زیر جهت مقایسه استفاده شده است: ۱- برش طبقات ۲- لنگر واژگونی طبقات.



شکل ۴. نتایج حاصل از تحلیل مدل چهار و شانزده طبقه (الف) برش طبقه، و (ب) لنگر واژگونی.



ادامه شکل ۴.



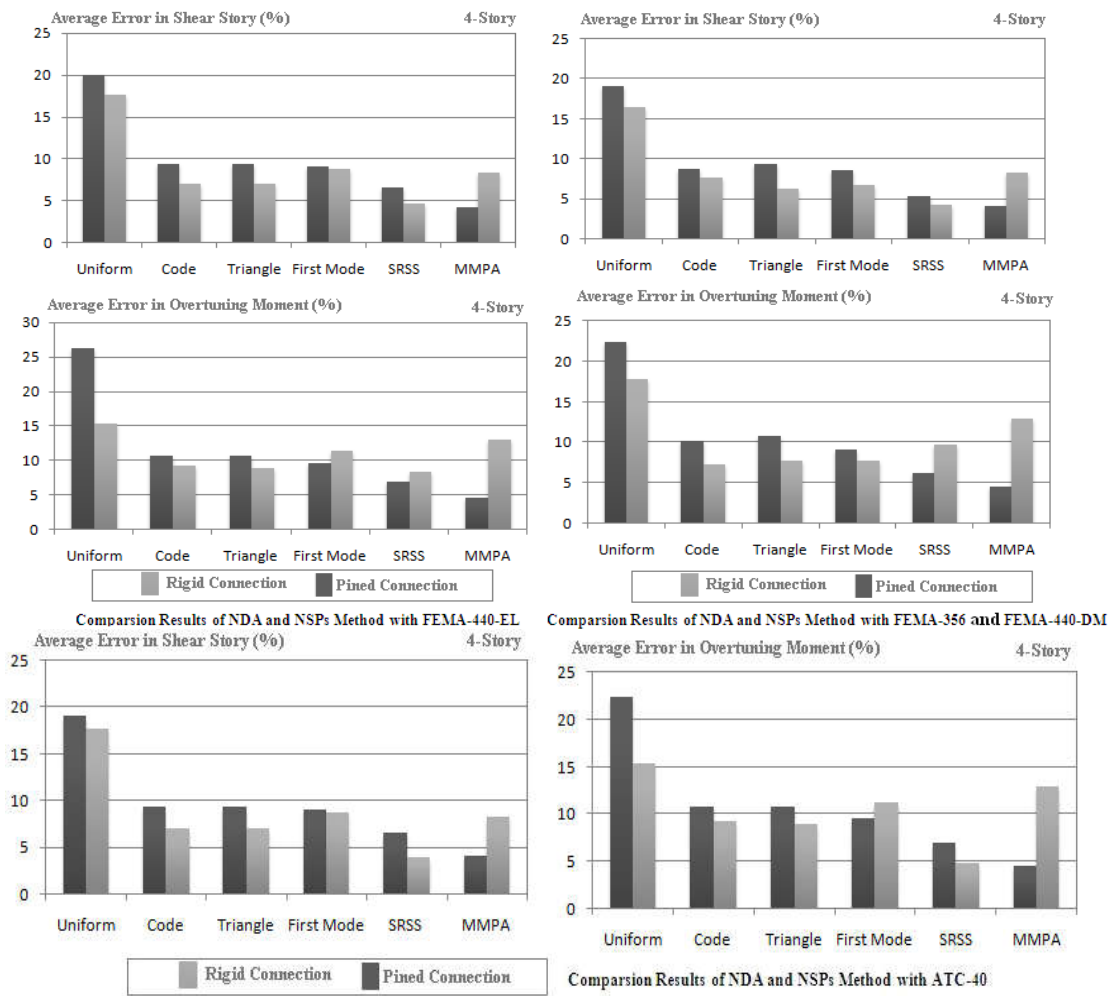
ادامه شکل ۴.

۷ محاسبه خطاها

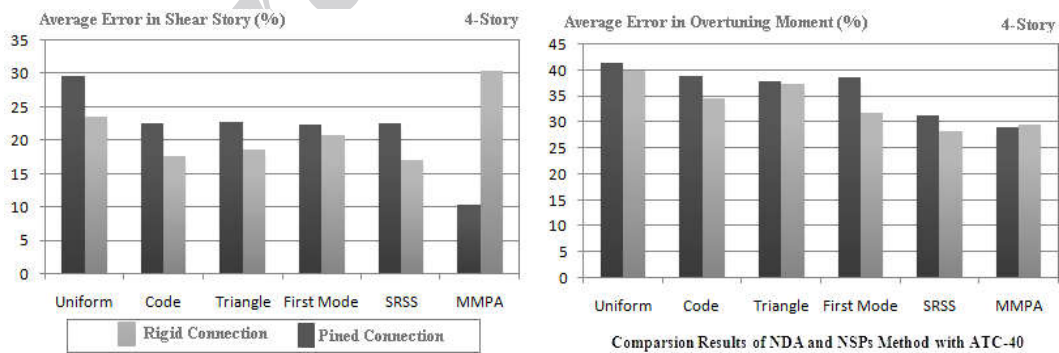
میزان خطای ناشی از انواع روش‌های تخمین نیاز لرزه‌ای و همچنین انواع الگوهای توزیع بار در تحلیل‌های غیرخطی در این بخش ارائه شده است. برای محاسبه میزان خطا از رابطه (۵) استفاده شده است.

که $Q_{NPA}(i, j)$ کمیت پاسخ i ام در تراز (طبقه) j ام حاصل از تحلیل بار افزون، $\bar{Q}_{NDA}(i, j)$ میانگین کل پاسخ‌ها حاصل از تحلیل دینامیکی از کمیت i ام و تراز j ام است. برای نشان دادن هرچه بهتر میزان خطا از میانگین و بیشینه خطا در کل طبقات استفاده شده است. خطای پارامترهای لرزه‌ای مدل چهار و شانزده طبقه به صورت زیر است.

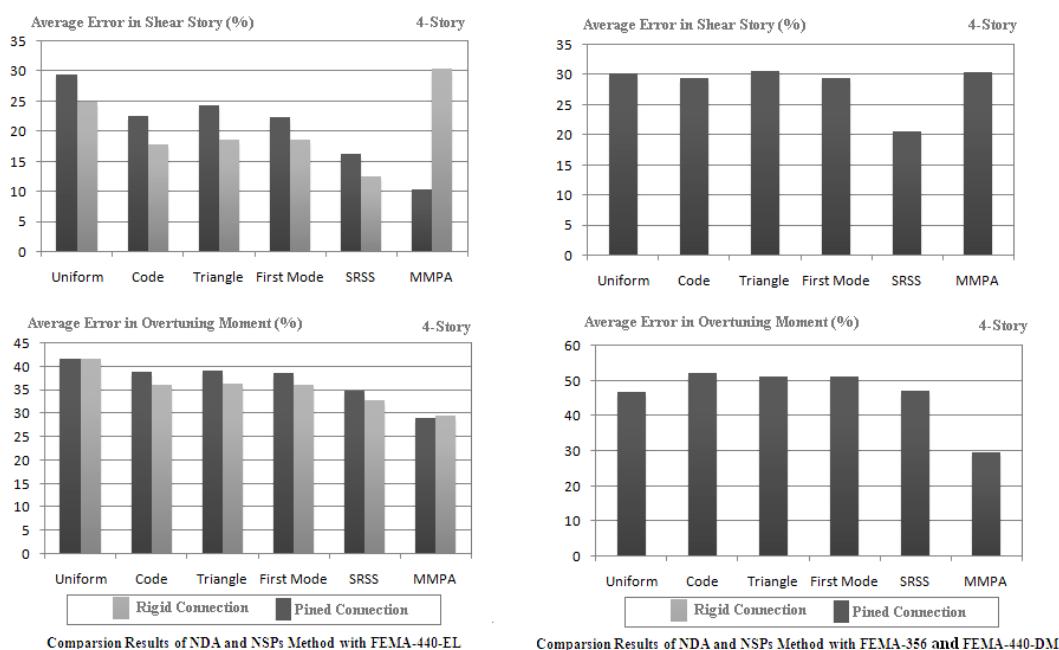
$$E(i, j) = \sqrt{\left(\frac{Q_{NPA}(i, j) - \bar{Q}_{NDA}(i, j)}{\bar{Q}_{NDA}(i, j)} \times 100 \right)^2}, \quad (5)$$



شکل ۵. خطای پارامترهای لرزه‌ای برش و لنگر واژگونی طبقات در مدل چهار طبقه.



شکل ۶. خطای پارامترهای لرزه‌ای برش و لنگر واژگونی طبقات در مدل شانزده طبقه.



ادامه شکل ۶.

FEMA-440 از برتری جزئی نسبت به سایر روش‌ها یعنی FEMA-356، ATC-40 و همچنین روش ضرایب اصلاح FEMA-440 برخوردار است.

۴- رفتار سیستم‌های برون‌محور با اتصالات خمشی در نگاه کلی بهتر و مناسب‌تر از سیستم با اتصالات ساده بوده و نیازهای لرزه‌ای آن پایین‌تر است.

۵- در مواردی که سختی پس از تسلیم مثبت باشد (با یا بدون اثرات $P-\Delta$) تخمین نیازهای لرزه‌ای از طریق تمامی روش‌ها از دقت مناسبی برخوردار است؛ اما در مواردی که سختی پس از تسلیم منفی باشد (به دلیل اثرات $P-\Delta$) روش FEMA-356 و یا روش ضرایب اصلاح FEMA-440 تخمین نامناسبی از تغییر مکان هدف ارائه می‌دهند؛ به طوری که در مدل ۱۶ طبقه و در راستای با اتصالات ساده قبل از رسیدن به تغییر مکان هدف تخمین زده شده سازه دچار ناپایداری شده و این مشکل در پروژه FEMA-440 از طریق محدودیت بر ضریب R تا حدودی برطرف شده است.

۸ نتیجه‌گیری

همان‌طور که مشاهده شد نتایج مربوط به دستورالعمل FEMA-356 و ATC-40 در بسیاری موارد دارای اختلاف زیادی است که یکی از اهداف پروژه FEMA-440 کاهش اختلاف و بهبود روابط آنها بوده است. در پایان نتایج زیر قابل برداشت است:

۱- تخمین کمیت پاسخ لنگر وازگونی و برش طبقات با استفاده از انواع الگوهای توزیع بار مناسب بوده و در این بخش روش MMPA برتری ندارد.

۲- توزیع نوع مفصل پلاستیک در ارتفاع سازه از طریق روش MMPA بهتر نشان داده شده است. در طبقات پایین مفصل پلاستیک برشی و در طبقات بالا مفصل پلاستیک خمشی تشکیل شده است. تحلیل بار افزون با توزیع بار یکنواخت از نظر تعداد مفصل تشکیل شده بیشترین اختلاف را با تحلیل دینامیکی داراست.

۳- از یک دید کلی در تخمین نیازهای لرزه‌ای از طریق روش‌های تقریبی، روش خطی‌سازی معادل در

- project) for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000, Prestandard and Commentary for the Rehabilitation of Building, FEMA-356.
- Fujimoto, M., Aoyagi, T., Ukai, K., Wada, A., and Saito, K., 1972, Structural Characteristics of Eccentric Braced Frames. Trans., **195**, 39-49, AIJ, May. (in Japanese).
- Gupta, b., 1999, Enhanced Pushover Procedure and Inelastic Demand Estimation for Performance-based Seismic Evaluation of Buildings, Ph. D. Dissertation, University of Central Florida, Orlando, FL.
- Hjelmstad, K. D., and Popov, E. P., 1983, Cyclic Behavior and Design of Link Beams: Journal of Structural Engineering, **109**(10), 2387-2403, October, ASCE, Reston, VA.
- Krawinkler, H., Seneviratna, G. D. P. K., 1998, Pros and Cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation: Engineering Structures, **20**(4), 452-464.
- International Building Code, 2006, IBC2000.
- Kasai, K. and Popov, E.P., 1986, General Behavior of WF Steel Shear Link Beams” Journal of Structural Engineering, ASCE, **112**(2), Reston, VA.
- Kasai, K. and Popov, E. P., 1986, A Study of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames, Report No. UBC/EERC-86/01, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA.
- Krawinkler, H., 1995, New trends in seismic design methodology: Proceedings 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna, Austria, Rotterdam: AA Balkema, **2**, 821-831
- Manheim, D. N., and Popov, E. P., 1983, Plastic Shear Hinges in Steel Frames: Journal of Structural Engineering, **109**(10), 2404-2419, ASCE library.
- Mwafy, A., and Elnashai, A., 2001, Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings: Engineering Structures, **23**(5), 407-424.
- Popov, E., and Roeder, C., 1978, Eccentrically Braced Steel Frame for earthquakes: Journal of the Structural Division, **104**(3), 391-412.
- SAP2000, Nonlinear Analysis Reference Manual, Version 14, 2008, Computers & Structures, INC. Berkeley, California. Earthquake Spectra, **5**(3): Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.
- ۶- روش‌های بار افزون (NSPs) در طراحی و ارزیابی سازه‌های کوتاه مرتبه مناسب و قابل اطمینان هستند. با افزایش تعداد طبقات، به تدریج بر اختلاف میان نتایج تحلیل استاتیکی و دینامیکی افزوده می‌شود و اثرات چند درجه آزادی خصوصاً در مورد سازه‌های بلند باعث انحراف زیادی در تخمین کمیت‌های پاسخ توسط روش‌های بار افزون تک‌مودی می‌شود. در یک دید کلی روش بار افزون مودال اصلاح شده نسبت به روش‌های تک‌مودی تخمین بهتری از کمیت‌های پاسخ دارد.

منابع

- آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم، ۱۳۸۴، کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی مدل‌ها در برابر زلزله، مرکز تحقیقات راه و مسکن.
- مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، بارهای وارد بر ساختمان، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی، وزارت مسکن و شهرسازی، ایران.
- ASCE/SEI 7-05., 2006. American Society of Civil Engineering, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.
- AISC, 2005, Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-05, March 9, American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, IL.
- Chopra, A. K., Goel, P. K., 2001, A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings, Theory and Preliminary Evaluation, Berkeley Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), University of California, Berkeley.
- Chopra, A. K., and Chintanapakdee, C., 2004, Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: single-degree-of-freedom bilinear systems: Journal of Structural Engineering, **130**(9), 1309-1319.
- Earthquake Engineering Software Solutions, Seismosoft, Products Seismostruct.
- FEMA 440, 2005, Draft Camera-Ready for the Improvement of nonlinear static seismic Analysis procedures, prepared by the Applied Technology Council (ATC-55

Complex Structures: International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, **1**, 241-252.

UBC-IBC Structure, 1997-2000, Structural Comparison and Cross References.

Wilson, E. L., Farhoomand, I., and Bath, K. J., 197۲, Nonlinear dynamics analysis of

Archive of SID

A comparative study of seismic performance evaluation existing methods EBF systems with intermediate link beam

Ali Akbbar Meymandi Parizi¹, Milad Mohammadian^{2*}, and Abbas Mahdavian³

¹Ph. D. student, Faculty of Civil Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

²M. Sc., Faculty of Civil Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

³Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

(Received: 06 November 2016, Accepted: 11 September 2017)

Summary

Natural disasters and their harmful impacts have always been one of the most challenging problems all over the world. As such phenomena are inevitable since the distant past mankind has been trying to predict them spatially and temporally and evaluate their loss. Earthquake, as a natural disaster, could not be predicted in time. However, its magnitude and location are predictable to some extent and so is the corresponding loss. Theoretical and computational advances in civil engineering lead to a precise understanding of structures' behavior and earthquakes. Therefore, in the recent decades, nonlinear behavior and performance-based method have been introduced in the seismic evaluation of structures. Many studies have been carried out in this field by research centers and agencies like FEMA and ATC, resulted in useful guidelines. Eccentrically braced frames have high stiffness and suitable energy damping against the lateral forces like the earthquake. In this bracing system, the required stiffness and formability of the frame is provided by the link beam, and are dependent on the details and characteristics of the link beam. In recent years, Eccentrically Braced Frames (EBF) has been utilized as a resistant system against the earthquake lateral forces. The research has shown that the EBF have the ability to combine a high stiffness in the elastic range as well as an excellent ductility and energy dissipation in the inelastic range. Currently, seismic design provisions of most building codes are based on strength or force (base shear) considerations. These building codes are generally regarding the seismic effects as equivalent static forces with a height wise distribution, which is consistent with the first vibration mode shape. However, the design basis is being shifted from strength to deformation in modern performance-based design codes. Determining the shear story and overturning moment under earthquake excitation is an important problem in the seismic design of structures. There are several approaches in order to estimate an acceptable accurate response for the shear story and overturning moment of the structure in the nonlinear region. Both ATC and FEMA approaches are good ideas to evaluate the seismic performance, but more simplified approaches should be applied in seismic design codes. Most of the seismic design codes suggest a very simple relation for estimating the shear story in design base earthquake. In this study, some criterions of the mentioned guidelines are studied, which are about seismic evaluation of the eccentric braced frame (EBF) systems, then the suggestions are offered. In this research, a comparative study has been done to analyze the behavior of regular steel building structures of 4, 8, 12 and 16 stories, located in zones of high seismic hazard and soil type 2. Three-dimensional building systems composed of steel frame system with Intermediate Link Beam (EBF) have been selected for investigation. These 3D building structures have been considered with 4, 8, 12 and 16 stories. Then, the performance level of all regular structures is evaluated in one hazard level (with the return period of 475 years). In order to evaluate the performance level of the aforementioned structures, they were modeled three dimensionally using SAP V14.00 software for both nonlinear static and dynamic analysis. The criteria for predicting the target location guidelines ATC-40, FEMA-356 and modified methods in FEMA-440 were used. The loading pattern design for nonlinear static analysis of single-mode and modal pushover (MPA) was used. For nonlinear time history dynamic analysis out of nine coupled ground motion accelerations from the strong motion database of PEER, with a minimum of 20 km and maximum 45 km from the source and magnitude range of 6 to 7.5 were selected. The performed procedures in FEMA-356 and proposed plastic hinges in this guideline are utilized for performing the static nonlinear analysis. The soil type II was considered having the shear wave limit between 375 to 750 m/sec. The result and the accuracy of pushover analysis has been compared with the nonlinear time history analysis. This indicates that the results obtained by FEMA-440, are closer to the results of the nonlinear time history dynamic analysis. It is also concluded by the investigating of the shear story and overturning moment of the mentioned models that these parameters are dependent greatly on the length of the link beam and inadequacy of push-over analysis in demonstrating tall buildings performance are other results of this study.

Keywords: lateral load patterns, link beam, pushover analysis, FEMA, nonlinear dynamic analysis.

*Corresponding author:

Milad.engeener@gmail.com