

## بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی ساده با بادبندهای برون محور

جواد واتقی امیری<sup>i\*</sup>؛ حامد همراه<sup>ii</sup>

### چکیده

امروزه با توسعه سطح زندگی انسان‌ها و نیاز به فضا سازی مطلوب، لزوم احداث سازه‌هایی با رفتار لرزه‌ای مطمئن، اقتصادی و مناسب برای جانمایی‌های معماری متفاوت، احساس می‌شود. از این رو استفاده از سیستم‌های سازه‌ای فولادی با بادبندهای برون محور با شکل‌پذیری بالا که در سال ۱۹۷۷ توسط پروفیسور پوپوف ابداع شده است، بسیار مناسب به نظر می‌رسد. در این پژوهش به بررسی رفتار واقعی این سیستم‌ها با استفاده از مطالعه بر روی ضریب رفتار آنها می‌پردازیم. رویکرد پایه در این پژوهش جهت بررسی ضریب رفتار با توجه به استفاده از استاندارد ۲۸۰۰ ایران، مطالعه اثرات شکل‌پذیری و اضافه مقاومت موجود در سازه از روی منحنی ظرفیت سازه به دست آمده از تحلیل بارافزون است. بنابراین قاب‌های ساختمانی منطبق با نیاز ساخت و ساز مرسوم، دارای قاب بادبندی برون محور با خروج از مرکزیت و تعداد طبقات متفاوت بررسی شده است. نتایج حاصل نشان دهنده ضعف سازه‌های طراحی شده در این مدل‌ها بر اساس ضوابط شکل‌پذیری آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم (۱۳۸۴) در قبول تغییر شکل‌های نهایی مجاز و تحمل نیروی زلزله آیین نامه هستند. لذا به منظور حصول رفتار لرزه‌ای مناسب باید از ضریب رفتار کمتر و یا محدودیت تغییر مکان به مقادیر کمتر از ضوابط موجود استفاده کرد.

### کلمات کلیدی

عملکرد لرزه‌ای، تحلیل بارافزون، منحنی ظرفیت، بادبند برون محور، شکل‌پذیری، اضافه مقاومت، ضریب رفتار

## *Investigation on Seismic Behavior of Eccentric Braced Frames*

J. Vaseghi A.; H. Hamrah

### ABSTRACT

Now a days, improvement of human life and requirements to make suitable space cause to making structures with confident and safe seismic behavior in earthquake, economical and architectural aims. In this way, eccentric braced frames with high ductility that innovated by Popov in 1977 are very useful. In this research, visual behavior of this systems of structures eccentric braced frames (EBF) with R factor studying has been considered. The base method in this research for studying R factor is investigation of ductility and extra resistance in frames by capacity spectra of structures resulted from static nonlinear analysis. For reaching this idea, the structural cases with public construction method have been considered. Finally, the results showd that the structures designed by Iranian standard code NO.2800-84 rules are weak in acceptance of allowed ultimate deforming and resistance of earthquake design force in standard 2800-84. So, for reaching to suitable seismic behavior of structure in earthquake, lower R factor and lower allowed displacement for design of this structures should be used.

### KEYWORDS

Seismic behavior, pushover analyse, capacity spectra, eccentric brace, ductility, extra resistance, R factor

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۸۵/۱۰/۲۶

تاریخ اصلاحات مقاله: ۱۳۸۸/۱۱/۲۸

<sup>i\*</sup> نویسنده مسئول و دانشیار دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، تلفن: ۰۴-۳۳۲۲۰۷۱-۱۱۱، پست الکترونیک:

vaseghi@nit.ac.ir

<sup>ii</sup> کارشناس ارشد سازه، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، تلفن: ۰۲۵۰-۳۳۵-۰۹۱۱، پست الکترونیک: ham\_hamrah@yahoo.com

## ۱- مقدمه

سیستم بادبند هم محور و قاب خمشی را داراست؛ به طوری که ظرفیت جذب و استهلاک انرژی و شکل پذیری مناسبی را دارد؛ با این وجود محدودیت های کمتری نسبت به دیگر انواع قاب های باربر لرزه ای برای طراحی مناسب فضاها برای معماران ایجاد می کند. در این مقاله پس از مروری بر مبانی طراحی لرزه ای به بررسی پارامترهای عملکرد لرزه ای این سازه ها پرداخته می شود.

## ۲- تعیین نیروی طراحی با استفاده از طیف

### ظرفیت

### ۲-۱- ضریب رفتار

تعیین رفتار سازه در محدوده غیرخطی، مستلزم انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی است. پیچیدگی و وقت گیر بودن آن سبب می شود تا تحلیل فوق محدود به کارهای تحقیقاتی شده و در موارد عملی مورد استفاده قرار نگیرد. برای سهولت، آیین نامه ها روشی ارائه می دهند تا به کمک آن و از طریق انجام تحلیل خطی، میزان تاثیر رفتار غیرخطی سازه را برآورد نمود. روش مذکور که امروزه در تمامی آیین نامه های زلزله کاربرد دارد، استفاده از ضریب رفتار است. ضریب رفتار، ضریبی است که مفهوم عملکرد غیرخطی و مقاومت پنهان سازه را در بر دارد و مقاومت مورد نیاز سازه از تقسیم مقاومت مورد نیاز در حالت کاملاً خطی بر ضریب فوق محاسبه می شود. در روش تحلیل خطی در آیین نامه ها، معمولاً رفتار خطی سازه با ضریب  $R$  به رفتار غیرخطی سازه مرتبط می گردد. ضریب رفتار یا ضریب سیستم سازه ای به عوامل متعددی وابسته است که از جمله عوامل مهم آن می توان به ظرفیت شکل پذیری و رفتار غیرخطی اعضاء و مصالح سازه به هنگام زلزله، اضافه مقاومت موجود در سازه به واسطه اعمال ضرایب اطمینان مختلف برای مقاصد طراحی، اضافه مقاومت موجود به دلیل تأثیر اجزاء غیرسازه ای، اختلاف در اندازه المان های مورد استفاده با مقدار مورد نیاز آن اشاره کرد. محققان مختلفی در خصوص تعیین ضریب رفتار سیستم های سازه ای فعالیت نموده اند. بدین منظور یوانگ [۵]، به تعریف ضریب کاهش نیروی زلزله در اثر شکل پذیری  $R_{\mu}$  و ضریب اضافه مقاومت  $\Omega$ ، اقدام نموده است.

$$R = R_{\mu} \cdot \Omega \quad (1)$$

ضریب رفتار فوق مربوط به آیین نامه هایی است که از روش مقاومت نهایی برای طراحی استفاده می کنند. برای طراحی به روش تنش های مجاز همچون AISC، یک کاهش نیروی دیگر

ضوابط موجود در آیین نامه های زلزله به طور ضمنی هدف از طراحی لرزه ای برای ساختمان ها را چنین بیان کرده اند:

- زلزله های با شدت کم را بدون ایجاد خسارت تحمل کنند؛ از یک سازه انتظار می رود که این تحریک های کوچک را که در طول عمر سازه به دفعات اتفاق می افتد، به صورت ارتجاعی و بدون ایجاد تسلیم تحمل کند.

- زلزله های با شدت متوسط را با ایجاد خسارات بسیار جزئی سازه ای و مقداری خسارات غیر سازه ای تحمل نمایند که با طرح و اجرای مناسب، انتظار می رود که خسارات سازه ای در این محدوده قابل تعمیر باشد.

- زلزله های شدید را بدون فروریزی تحمل کنند و تلفات جانی نداشته باشند. ساختمان های با اهمیت زیاد باید علاوه بر ایستایی در سطح بهره برداری خود نیز قرار داشته باشند.

بر طبق معیارهای فوق، توجه اصلی در مقاوم سازی در برابر زلزله به ایمنی جانی معطوف است؛ یعنی جلوگیری از فروریزی تحت شدیدترین زلزله ای که در طول عمر سازه محتمل است. سازه ای که بر اساس چنین فلسفه ای طراحی شده باشد، تحت نیروهای زلزله ای قرار می گیرد که آن را به محدوده غیرخطی سوق می دهد، زیرا که طرح سازه ها برای رفتار خطی تحت لرزش های ناشی از زلزله های بزرگ اساساً اقتصادی نیست. لذا اکثر ساختمان ها برای نیروی برشی به مراتب کوچک تر از نیروی برشی حد تسلیم نظیر قوی ترین زمین لرزه ای که احتمال وقوع آن می رود، طراحی می شوند. بنابراین صدمه دیدن ساختمان ها تحت تحریکات بزرگ زمین، چندان تعجب آور نیست و تلاش مهندسی در این جهت است که طراحی طوری صورت گیرد که میزان خسارت به درجه قابل قبولی محدود شود. در حالت کلی تلاش می شود که نیل به اهداف فوق با فراهم آوردن مقاومت، سختی، شکل پذیری، قابلیت اتلاف انرژی و ... به مقدار لازم صورت گیرد [۱].

افزایش سطح نیاز انسان ها به فضاهای اقتصادی و مطمئن در مقابل لرزه های زمین موجب گردید تا استفاده از سیستم های باربر لرزه ای مختلف جهت سازه ها مورد توجه علم مهندسی زلزله قرار گیرد. در این میان سیستم قاب ساده مهاربندی شده توسط بادبند برون محور که عمداً یک خروج از مرکزیت در محل اتصال مهاربند و تیر به وجود آمده است، در کنار دیگر سیستم های باربر لرزه ای از پارامترهای لرزه ای مناسب تری برخوردار است. این سیستم مزایای هر دو



$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1+T^a} + \frac{b}{T} \quad (5)$$

که در آن  $T$  پریود اولیه سازه و  $\alpha$  مقدار سخت شوندهگی کرنشی و بصورت درصدی از سختی اولیه سیستم است.  $a$  و  $b$  کمیت‌های هستند بر حسب  $\alpha$  که در جدول (۱) ارائه شده‌اند.

جدول (۱): مقادیر  $a$ ,  $b$  بر حسب درصد سخت شوندهگی کرنشی  $\alpha$

$\alpha\%$	$a$	$b$
۰/۰	۱/۰	۰/۴۲
۲/۰	۱/۰	۰/۳۷
۱۰/۰	۰/۸	۰/۲۹

$$\mu = \frac{\delta_{\mu}}{\delta_y} \quad (6)$$

رابطه (۶) نشان دهنده شکل پذیری است که برابر تقسیم حداکثر تغییر شکل سازه یا تغییر مکان هدف به تغییر مکان متناظر با حد تسلیم کلی سازه است. تغییر مکان هدف سازه که با توجه به آیین نامه مورد استفاده جهت طراحی سازه متفاوت است، در این پژوهش برابر استاندارد ۲۸۰۰ ایران ویرایش سوم، ۲/۵ درصد ارتفاع سازه در نظر گرفته شده است.

روش‌های مختلف تعیین برش پایه و تغییر مکان متناظر با تسلیم کلی سازه در شکل (۲) آورده شده است. در این پژوهش از روش (ج) شکل مذکور مورد استفاده شده است.

### ۳-۲- کاهش نیروی طراحی بر اثر اضافه مقاومت سازه $\Omega$

ضریب اضافه مقاومت بیانگر مقاومت ذخیره شده در سازه به دلیل عوامل مختلف پس از جاری شدن اولیه (ایجاد اولین مفصل پلاستیک) در آن است که به سبب آن، تخریب سازه به تعویق می‌افتد. ضریب اضافه مقاومت در سازه‌ها به دلایل متعددی همچون، اضافه تنش حد تسلیم واقعی مصالح به تنش جاری شدن اسمی، اضافه مقاومت ناشی از سخت شوندهگی کرنشی مصالح، اثر اجزاء غیر سازه‌ای در باربری، اضافه ابعاد مقطع اعضاء به واسطه تیپ‌بندی اجزایی اعضاء و محدود بودن مقاطع منتخب، اختلاف بین نیروهای طراحی اعضاء و مقاومت آنها به علت وجود ضرایب اطمینان مختلف، اضافه مقاومت به دلیل اعمال احتیاجات تغییرشکلی و سختی و ... بستگی دارد که عموماً مربوط به مشخصات سازه هستند. بنابراین مقدار آن برای هر سازه مقداری منحصر به آن سازه است و حتی برای هر دو سازه بسیار مشابه نیز به ندرت یکسان است [۷]. برای  $\Omega$  (ضریب اضافه مقاومت سازه)

از تراز نیروی متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک تا نیروی طراحی خطی سازه نظیر تنش‌های مجاز با همین عنوان ضریب تنش مجاز وارد معادله (۱) می‌شود.

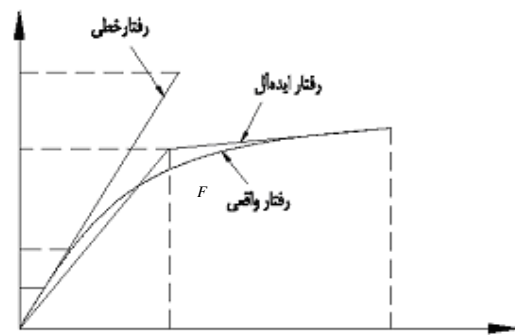
$$R = R_{\mu} \cdot \Omega \cdot Y \quad (2)$$

### ۲-۲- کاهش نیروی طراحی بر اثر شکل پذیری

یک منحنی نمونه بار افقی - تغییر مکان در شکل (۱) نشان داده شده است. این نمودار به طیف ظرفیت معروف است. در این منحنی برای تعیین ضریب شکل پذیری به نوعی ایده آل سازی نیاز است.

اگر از طیف ظرفیت جهت تعیین ضریب شکل پذیری ( $\mu$ ) استفاده شده باشد، با توجه به شکل (۱)، به دلیل وجود شکل پذیری و اتلاف انرژی پسماند و میرایی، نیروی خطی سازه  $F_e$  می‌تواند به وسیله ضریب کاهش  $F_y$  به نام ضریب کاهش نیرو بر اثر شکل پذیری با علامت اختصاری ( $R_{\mu}$ ) تا حد نیروی جاری شدن سازه  $F_y$  کاهش پیدا کند. تئوری بالا به رابطه نیومارک مشهور است [۸].

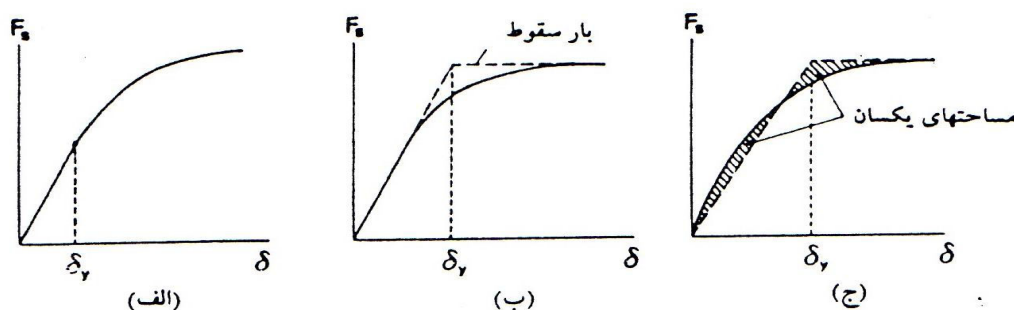
$$R_{\mu} = \frac{F_e}{F_y} \quad (3)$$



شکل (۱): منحنی پاسخ کلی سازه‌ها در تحلیل بارافزون در شکل (۱)  $F_w$  نیروی برش طراحی سازه و  $F_s$  نیروی برش متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک است. عوامل مختلفی در ضریب کاهش نیرو مؤثرند، از جمله می‌توان به شکل پذیری، میرایی، زمان تناوب اصلی سازه، نوع رفتار پسماند و نوع خاک محل احداث بنا، اشاره نمود [۲]، [۶]. ناسار و کرانیکلر به رابطه ذیل جهت تعیین ضریب کاهش نیروی ناشی از شکل پذیری اشاره می‌کنند که در این پژوهش از آن استفاده شده است:

$$R_{\mu} = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (4)$$

رابطه کمی زیر پیشنهاد شده است. [۱]:



شکل (۲): تعاریف مختلف تغییر شکل حد تسلیم [۴]

$$Y = \frac{F_s}{F_w} \quad (۹)$$

### ۳- مدل‌های مورد بررسی و مبانی پژوهش

به منظور ارزیابی رفتار غیر خطی سازه به بررسی ضریب رفتار سازه که معرف رابطه بین رفتار خطی و غیرخطی سازه است، پرداخته شده است. لذا بدین منظور انواع سازه‌های بادبندهای برون محور به صورت لینک (تیرپیوند) وسط مورد بررسی قرار گرفته است. در انتخاب مدل‌ها جهت تنوع در انواع رفتار سازه‌ای و دستیابی به ارقام متنوع شکل‌پذیری و اضافه مقاومت ناشی از طراحی مختلف، به خروج از مرکزیت‌های متفاوت و ارتفاع‌های مختلف سازه توجه شده است، لذا سازه‌های با نسبت  $e/L$  های ۰/۲۵، ۰/۳۵، ۰/۵۰ و دارای ۴، ۶ و ۹ سقف مورد بررسی قرار گرفته‌اند. طول تیر پیوند در نوع رفتار برشی یا خمشی آن موثر است به طوری که هر قدر طول پیوند کوتاه تر باشد، رفتار برشی، و در غیر این صورت خمشی خواهد بود. براساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان اگر  $e \leq 1.6 M_p / V_p$  رفتار برشی و اگر  $e \geq 2.6 M_p / V_p$  رفتار خمشی و در حدفاصل آن رفتار توأم خواهد بود که در روابط فوق  $M_p$  و  $V_p$  به ترتیب لنگر پلاستیک تیر پیوند و برش پلاستیک تیر پیوند را نشان می‌دهند. با توجه به نسبت‌های در نظر گرفته شده برای طول تیر پیوند و علی‌رغم مقاطع مختلف تیر در طبقات، انتظار می‌رود که رفتار برشی و خمشی تیر پیوند را شامل گردد. شایان ذکر است که در طراحی بادبندهای برون محور، رفتار برشی تیر پیوند ترجیح داده می‌شود. در تحلیل خطی، طراحی سازه‌ها و تحلیل غیرخطی استاتیکی (PushOver) از نرم افزار Etabs2000 استفاده شده است. در طراحی سازه فرض شده که تمام نیروی زلزله توسط

$$\Omega = \Omega_0 f_1 f_2 f_3 \quad (۷)$$

که در آن:

$$\Omega_0 = \frac{F_y}{F_s} \quad (۸)$$

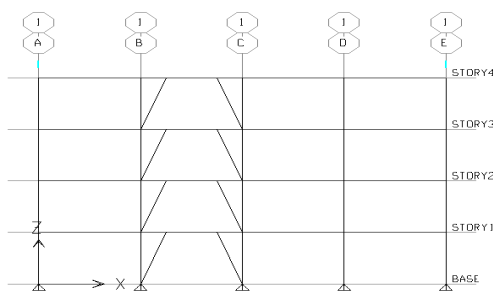
$\Omega_0$  ضریب اضافه مقاومت اسمی بوده، مقدار آن با توجه به رابطه (۸) یعنی حاصل تقسیم برش پایه حد تسلیم کلی سازه بر برش نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه از ۱ الی ۳ متغیر است. از آنجایی که بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، این ضریب همان ضریب زلزله تشدید یافته است و در آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ایران ۲۸۰۰ این مقدار ۲.۸ پیشنهاد شده است، در این تحقیق نیز  $\Omega_0 = 2.8$  انتخاب گردید.

$f_1$  نسبت تنش واقعی به تنش تسلیم اسمی است که مقدار آن در حدود ۱/۰۵ قابل توصیه است.  $f_2$  اثر سرعت بارگذاری در افزایش تنش تسلیم است که مقدار آن در حدود ۱/۱۰ توصیه می‌شود.  $f_3$  بیانگر تأثیر اجزای غیرسازه‌ای می‌باشد. با تعاریف فوق، مقدار محتمل و متوسط  $\Omega$  در حدود ۱/۵۰ است.

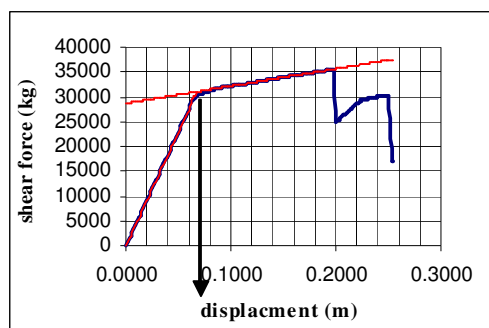
### ۲-۴- کاهش نیروی زلزله توسط ضرایب تنش مجاز سازه

این ضریب در حقیقت نسبت نیروی (برش پایه) متناظر با ایجاد اولین مفصل پلاستیک در سازه به نیروی خطی اعمال شده بر اساس آیین نامه طراحی است. واضح است که هر اندازه مقدار به عدد واحد نزدیک تر باشد، طراحی نیز به اقتصادی ترین وضعیت نزدیک خواهد شد، زیرا در این حالت، حداکثر استفاده از مقاومت نهایی مقطع به عمل آمده است. مقدار محتمل و متوسط ضریب تنش مجاز  $Y$  در حدود ۱/۴ تا ۱/۵ می‌باشد [۵].

شده است، لذا تغییر مکان نهایی سازه، تغییر مکان نظیر این نقطه است. پارامترهای جدول (۲) عبارتند از:  $V_d$ ، برش پایه طراحی سازه براساس یک فرضی  $R$  یا پیشنهادی آیین نامه‌ها،  $\Delta_d$ ، تغییر مکان سازه در حالت تحلیل خطی،  $V_s$ ، برش پایه نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه  $\Delta_s$ ، تغییر مکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه،  $V_y$ ، برش پایه متناظر با تشکیل تسلیم کلی در سازه،  $\Delta_y$ ، تغییر مکان ورود به محدوده عملکرد ایمنی جانی در سازه،  $\Delta_{LS}$ ، تغییر مکان نظیر ورود به محدوده عملکرد ایمنی جانی در سازه. مینیمم مقدار این تغییر مکان و تغییر مکان نهایی نقطه کنترل در بام در پایان تحلیل بار افزون به عنوان تغییر مکان نهایی سازه  $d_{II}$  در محاسبات وارد می‌شود.  $V_{CP}$ ، برش پایه متناظر با تشکیل مکانیزم در سازه،  $\Delta_{CP}$ ، تغییر مکان متناظر با تشکیل مکانیزم در سازه [۲].



شکل (۳): نمونه قاب‌های مدل‌سازی شده و موقعیت بادبندها در آنها



شکل (۴): منحنی بارافزون سازه سه طبقه با  $e.L=0.5$  و  $R=7$

بادبندها تحمل شود. اتصال تیرها به ستون‌ها و اتصال بادبندها به تیر پیوند از نوع مفصلی است. جهت محاسبه ضریب رفتار، ابتدا سازه با یک ضریب رفتار فرضی که در این پژوهش ضریب رفتار معرفی شده توسط استاندارد ۲۸۰۰ ایران است، تحلیل و طراحی شده است. در طراحی، بندهای ۲-۵ و ۳-۴ استاندارد مذکور، ملاک کنترل تغییر شکل‌های است. با اختصاص تغییر مکان هدف به نقطه ای در تراز بام اختصاص مفاصل پلاستیک در نقاط حداکثر تنش با مشخصات مشروحه آیین نامه FEMA273، سازه با ضریب رفتار مذکور تحلیل بارافزون (استاتیکی غیرخطی) می‌گردد. تعریف مفاصل پلاستیک به شرح ذیل انجام شد:

الف) جهت ستون‌های قاب مهاربندی شده مفصل پلاستیک بار محوری (P) مطابق استاندارد FEMA273 در میانه اعضا پیش‌بینی شد (0.5L).

ب) جهت مهاربندها از آنجا که تحت کمانش، گسیختگی در آنها اتفاق می‌افتد، مفصل پلاستیک بار محوری (P) مطابق استاندارد FEMA273 در میانه اعضا پیش‌بینی شد (0.5L).

ج) جهت تیرهای متصل به مهاربندها مفصل پلاستیک برشی و خمشی ( $M_3$  و  $V_2$ ) مطابق استاندارد FEMA273 به ترتیب در میانه اعضا و محل اتصال مهاربندها پیش‌بینی شد. که در طول لینک‌های مختلف مکان مفاصل ( $M_3$ ) تغییر می‌کند.

شایان ذکر است نرم افزار توانمند ETABS2000 بر پایه آیین نامه‌های FEMA273 و ATC40 و مشخصات فیزیکی اعضای سازه به طور خودکار، خصوصیات مفاصل پیش‌بینی شده را تولید می‌نماید و به آنها اختصاص می‌دهد. البته این خواص لازم است توسط کاربر کنترل شود. با استفاده از روابط مندرج در بخش ۲، ضریب رفتار جدید سازه به دست آمده و مجدداً اعمال یاد شده، انجام می‌شود. تکرار عملیات تا همگرایی جواب‌ها ادامه پیدا می‌کند. در حین گام‌های تحلیل مطالعه تغییر شکل سازه و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و تغییر مکان نهایی سازه در مقابل استقرار و یا عدم استقرار سازه در محدوده ایمنی جانی قابل ملاحظه می‌باشند. نمونه‌ای از قاب مدل‌سازی شده و منحنی بارافزون و نتایج استخراج شده از آن به ترتیب در شکل‌های (۳) و (۴) و جدول (۲) آمده است.

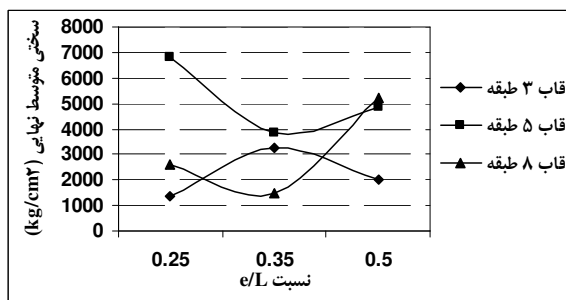
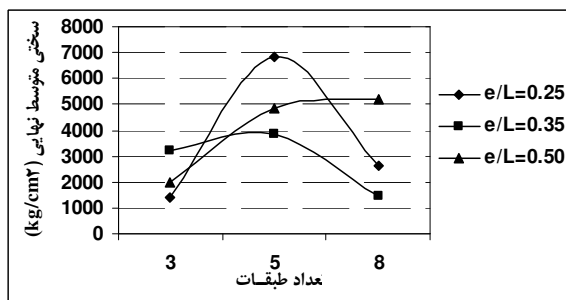
جهت محاسبه پارامترهای موثر بر ضریب رفتار سازه ملاک پذیرش سازه ورود به محدوده ایمنی جانی در نظر گرفته

جدول (۲): نقاط کلیدی سازه سه طبقه با  $e/L=0.50$  و  $R=7$

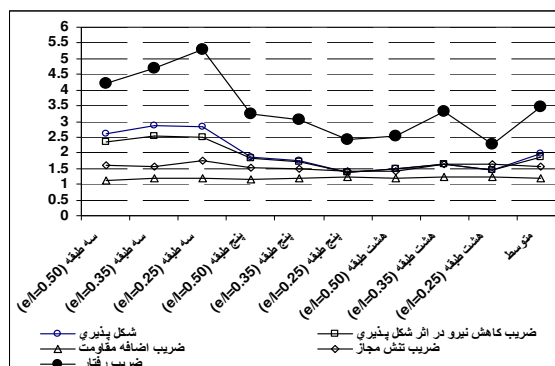
تحلیل خطی $R=7$		اولین مفصل پلاستیک (B)		نقطه تسلیم کلی سازه		ورود به محدوده ایمنی جانی (LS)		خروج از محدوده ایمنی جانی (CP)	
$V_d(kg)$	$\Delta_d(cm)$	$V_S(kg)$	$\Delta_S(cm)$	$V_y(kg)$	$\Delta_y(cm)$	$V_{LS}(kg)$	$\Delta_{LS}(cm)$	$V_{CP}(kg)$	$\Delta_{CP}(cm)$
۱۸۳۳۵	۴/۰	۲۸۸۷۵	۶/۳	۳۰۰۹۳	۶/۸۱	۳۴۴۱۴	۱۶/۴۸	۳۵۵۶۶	۱۹/۷۸
محل تشکیل مفصل		تیر لینک طبقه دوم		---		تیر لینک طبقه دوم		تیر لینک طبقه دوم	

## ۴- نتایج پارامترهای رفتار لرزه‌ای قاب‌های EBF و بررسی تحلیلی آنها

در جدول (۳) خلاصه نتایج حاصل از تحلیل‌های غیرخطی بارافزون مدل‌های تشریح شده، آورده شده است. به اختصار می‌توان نسبت موجود بین این ارقام را در مدل‌های مختلف به صورت شکل (۵) نشان داد. همان‌گونه که از شکل برمی‌آید، آنچه بیش از دیگر پارامترها در رفتار غیر خطی سازه تاثیر دارد، شکل پذیری و ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری است. ارقام مربوط به اضافه مقاومت و ضریب تنش مجاز در مدل‌های مختلف پراکندگی کمتری دارند. نمودارهای مقایسه‌ای از پارامترهای مهم رفتار لرزه‌ای سازه‌های مدل شده متأثر از تغییر ارتفاع قاب و تغییر نسبت خروج از مرکزیت در اشکال (۶) الی (۸) آمده است.



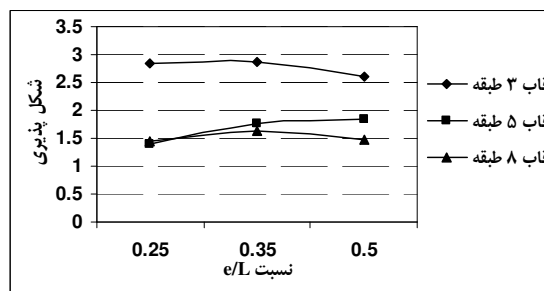
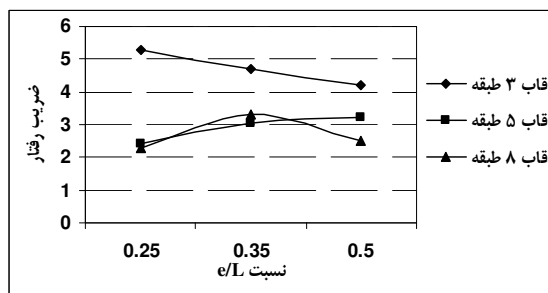
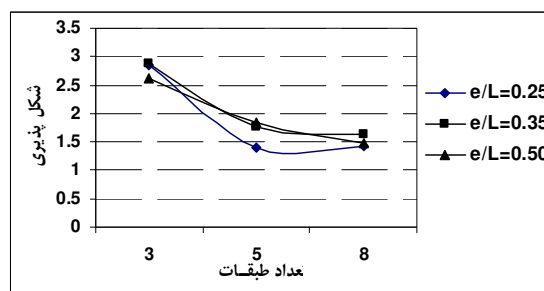
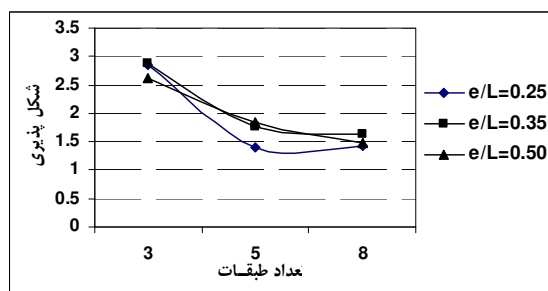
شکل (۶): مقایسه سختی نهایی موثر سازه (نسبت نیروی برش نهایی به تغییر مکان نهایی سازه) در مدل‌های غیر خطی با خصوصیات هندسی متفاوت همان‌طور که از شکل (۶) برمی‌آید، سازه دارای سه طبقه دارای رفتار به مراتب متفاوتی از دیگر سازه‌ها است. این وضعیت به جهت نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک است؛ زیرا عموماً آرایش تشکیل مفاصل در سازه‌های بالای سه طبقه در طبقات انتهایی یا سه سقف انتهایی است. لذا تفاوتی در رفتار این سازه‌ها با سازه‌های زیر چهار سقف به وجود آمده است.



شکل (۵): مقایسه پارامترهای رفتار غیرخطی در انواع مدل‌های تحلیل غیرخطی بارافزون [۳]

جدول (۳): خلاصه و میانگین پارامترهای تحلیل غیرخطی بارافزون مدل‌ها [۳]

مشخصات مدل	$\mu$	$R\mu$	$\Omega$	$Y$	$R$
سه طبقه ( $e/l=0.50$ )					
سه طبقه ( $e/l=0.35$ )	۲/۶۱۸	۲/۳۴۹	۱/۱۱۳	۱/۶۰۹	۴/۲۱۱
سه طبقه ( $e/l=0.25$ )	۲/۸۶۶	۲/۵۲۸	۱/۱۹۴	۱/۵۵۸	۴/۷۰۵
پنج طبقه ( $e/l=0.50$ )	۲/۸۴۲	۲/۵۱۱	۱/۱۹۲	۱/۷۶۴	۵/۲۸۳
پنج طبقه ( $e/l=0.35$ )	۱/۸۴۶	۱/۸۱	۱/۱۶۴	۱/۵۳۴	۳/۲۳۶
پنج طبقه ( $e/l=0.25$ )	۱/۷۵۳	۱/۷۲۴	۱/۱۹۴	۱/۴۸۲	۳/۰۵۵
هشت طبقه ( $e/l=0.50$ )	۱/۳۹	۱/۳۸۱	۱/۲۳۷	۱/۴۲۳	۲/۴۳۳
هشت طبقه ( $e/l=0.35$ )	۱/۴۷۶	۱/۴۷۸	۱/۲۰۸	۱/۴۱۵	۲/۵۲۷
هشت طبقه ( $e/l=0.25$ )	۱/۶۳۴	۱/۶۳۷	۱/۲۲۹	۱/۶۴۵	۳/۳۱۴
متوسط مقادیر	۱/۴۳۷	۱/۴۳۹	۱/۲۲۶	۱/۶۲۸	۲/۲۸۷
	۱/۹۸۴۷	۱/۸۷۳	۱/۱۹۵۲	۱/۵۶۲	۳/۴۵۰۱



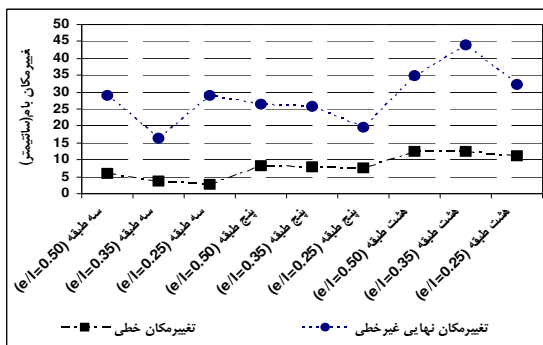
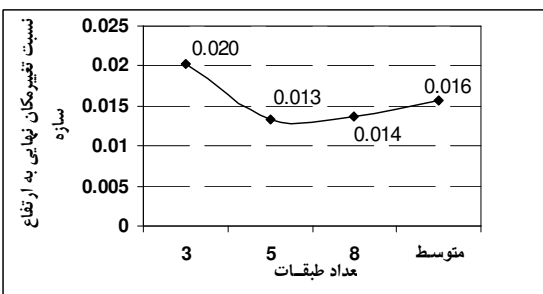
شکل (۷): مقایسه شکل پذیری سازه در مدل‌های غیرخطی با خصوصیات هندسی متفاوت [۳]

شکل (۸): مقایسه ضریب رفتار سازه در مدل‌های غیرخطی با خصوصیات هندسی متفاوت [۳]

سازه‌ای تحت عنوان سازه با عملکرد مناسب لرزه ای، با سعی و خطای متعدد همراه بوده، لذا تنها در سازه‌های با تعداد اعضا کم قابل اجرا خواهد بود. این پژوهش نشان داده است که اعضای باربر لرزه‌ای سازه‌های مذکور می‌بایست ۴۰ الی ۵۰ درصد مقاوم تر یا به این میزان غیر اقتصادی‌تر از طراحی معمول طرح گردند. متوسط مقدار اضافه مقاومت و ضریب تنش مجاز در این سازه‌ها به ترتیب ۱/۳۳ و ۱/۹۳ برآورد شده است که در مقایسه با مقادیر ۱/۱۹۵ و ۱/۸۷۳ که برای سازه‌های مورد بررسی بدست آمده است به ترتیب ۱۱ و ۳ درصد بیشتر است.

شکل (۹) نیز تغییرات ضریب رفتار شکل پذیری و ضریب رفتار ساختمان سه طبقه را برای نسبت‌های مختلف  $e/L$  نشان می‌دهد. در مدل‌های بررسی شده در این تحقیق عموماً طراحی محدود به کنترل تغییر شکل‌ها بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران و کنترل تنش در مقاطع بوده است، لذا با وجود ایجاد تغییر مکان مناسب در تحلیل خطی و طراحی مناسب سازه، اعضای از سازه در تحلیل غیر خطی، از محدوده ایمنی جانی فراتر رفته‌اند، بنابراین در این تحقیق سعی شده است شرایطی پیش بینی گردد که سازه، عملکرد مورد نظر آیین نامه را داشته باشد، بدون اینکه عضوی از سازه از محدوده ایمنی فراتر رود. طرح چنین

غیرخطی سازه نتیجه شده است

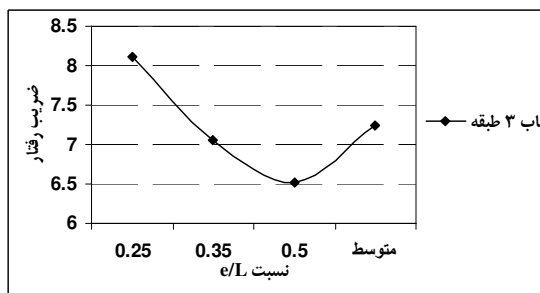
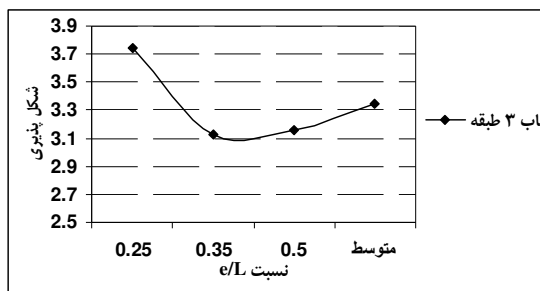


شکل (۱۰): نسبت‌های تغییر مکان نهایی سازه به ارتفاع موثر سازه و مقایسه با تغییر مکان خطی آن‌ها [۳]

## ۵- خلاصه نتایج

مقادیر پارامترهای اضافه مقاومت سازه و ضریب تنش مجاز در انواع سازه‌های مدل شده از نظم خوبی برخوردار بوده و این نظم از دقتی که در طراحی سازه انجام شده و یکنواختی طراحی نشات می‌گیرد. متوسط مقادیر حاصله جهت اضافه مقاومت و ضریب تنش مجاز سازه‌های طرح شده مطابق معمول به ترتیب  $1/195$  و  $1/562$  به دست آمده است [۳]. شکل پذیری و ضریب کاهش نیروی ناشی از آن با افزایش تعداد طبقات از ۳ طبقه به ۸ طبقه به میزان  $67/7\%$  کاهش یافته است. در مدل های با نسبت خروج از مرکزیت متفاوت، تغییرات در حدود ۸ الی ۹ درصد است. ضریب رفتار غیر خطی سازه‌ها (R) از نظم موجود در شکل پذیری و ضریب کاهش نیروی طراحی ناشی از آن تبعیت می‌کند. لذا به مانند شکل پذیری با افزایش طبقات از مقدار آن کاسته شده است. به طور متوسط برای سازه‌های نمونه، ضریب رفتار  $3/45$  مشاهده شده که این مقدار نسبت به عدد پیشنهادی استاندارد  $2800$  ایران ( $R=7$ ) به میزان  $50/71\%$  درصد تفاوت دارد. در سازه‌های با عملکرد مناسب لرزه‌ای ضریب رفتار بین ۷ الی  $7/5$  بوده و این ارقام با عدد پیشنهادی آیین نامه  $2800$  ایران کمتر از ۳ درصد تفاوت داشته

از دیگر مواردی که در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفته است، تغییر مکان هدف است. تغییر مکان هدف در تحلیل غیرخطی سازه‌ها معادل با  $2/5\%$  ارتفاع موثر سازه در ویرایش سوم  $2800-1384$  و در ویرایش دوم آیین‌نامه مذکور ( $1378$ ) معادل  $1/2\%$  ارتفاع سازه و در آیین نامه FEMA-273 برای قاب‌های مهاربندی شده  $1/5\%$  ارتفاع سازه پیشنهاد شده است. در شکل (۱۰) تغییر مکان غیرخطی سازه به طور متوسط در انواع مدل های سیستم های مهاربندی برون محور برابر  $1/6\%$  ارتفاع سازه به دست آمده است. این رقم بسیار نزدیک به عدد پیشنهادی آیین نامه



شکل (۹): مقایسه ضریب رفتار سازه و شکل‌پذیری در مدل های با عملکرد مناسب لرزه‌ای با خصوصیات هندسی متفاوت [۳]

FEMA-273 و ویرایش دوم  $2800$  است ولی با عدد پیشنهادی آیین نامه  $2800$  ویرایش سوم فاصله زیادی دارد. این نسبت در سازه‌هایی که براساس عملکرد مناسب لرزه‌ای طراحی شده‌اند،  $2/23\%$  محاسبه شده که نزدیک به رقم آیین نامه  $2800$  ویرایش سوم است.

در شکل (۱۰) مقایسه‌ای نیز بین تغییر مکان نهایی بام در حالت غیرخطی و نیز تغییر مکان نقطه‌ای در بام در تحلیل خطی برای انواع سازه‌ها آورده شده است. فاصله بین این دو رقم در نمودار همان عدد  $R=0.7$  در آیین‌نامه  $2800$  ایران ویرایش سوم است که در اینجا با در نظر گرفتن عدد پیشنهادی آیین‌نامه  $2800$  ایران برای  $R$  برابر با هفت، به طور متوسط،  $612/1$  برابر برای  $R$  تبدیل مقدار تغییر مکان خطی سازه به تغییر مکان نهایی



است. بنابر این استفاده از عدد پیشنهادی آیین نامه در طراحی این سازه‌ها باعث عملکرد مناسب لرزه‌ای در آنها شده است؛ مشروط بر دارا بودن اضافه مقاومت و ضریب تنش مجاز لازم یا به عبارتی تقویت ۴۰ الی ۵۰ درصدی اعضای باربر[۳]. گفتنی است که، شاید روش استفاده شده در تغییر مکان هدف

در این تحقیق نیز در مقدار ضریب رفتار بدست آمده موثر باشد.

به طور متوسط تغییر مکان‌های غیر خطی سازه ۱/۶٪ ارتفاع آن و ۰/۶۱۲R برابر تغییر مکان خطی سازه به دست آمده است[۳].

## ۶- مراجع

- [۱] چوپرا، آنیل. ک.؛ "دینامیک سازه‌ها و تعیین نیروهای زلزله"، ترجمه شاپور طاحونی، انتشارات علم و ادب، تهران، ۱۳۷۷.
- [۲] تهرانی‌زاده، محسن؛ ضروریان، حمید؛ "مقایسه رفتار خطی و غیرخطی دینامیکی سیستم‌های مختلف سازه‌ای بر اساس پارامتر شکل‌پذیری" دومین کنفرانس بین‌المللی زمین لرزه و مهندسی زلزله، تهران، ۱۳۷۴.
- [۳] همراه، حامد؛ "بررسی عوامل موثر بر ضریب رفتار در قاب‌های فولادی ساده با بادبند برون محور"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه مازندران، ۱۳۸۵.
- [۴] Wakabayashi, M.; "design of earthquake resistant buildings", Mc Graw-Hill, 1986.
- [۵] Osteras, J. D.; Karwinkler, H.; "seismic design based on strength of structures", proc.4 U.S National conf. On earthquake engineering, vol.2, pp.955-964, 1990
- [۶] Federal Emergency Management Agency (FEMA273), "Techniques for Seismically Rehabilitation Existing", March 1997.
- [۷] Fajfar, P.; "Design spectra for the new generation of code: Eurocode 8 achieve the halfway mark", Proc. 10<sup>th</sup> european conference on earthquake engineering, Duma, pp.2965-2974, 1995.
- [۸] Newmark, N.M.; Hall, W.Y.; "Earthquake spectra and design", EERI, 1982.

