

## بررسی مقایسه‌ای رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیر و شورون ویژه ★

مجتبی رضوی<sup>(۱)</sup>

محمد رضا شیدائی<sup>(۲)</sup>

**چکیده** قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیر یکی از انواع سیستم‌های مهاربندی جدید در سازه‌های فولادی می‌باشند. در قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون معمولی زمانی که عضو مهاربند در یک طبقه دچار کماتش می‌شود، نیروی قائم نامتعادل کننده‌ای در تیر طبقه‌ی فوقانی ایجاد می‌شود که باعث ایجاد ناپایداری و خرابی زودهنگام در سازه می‌گردد و مشکلات طراحی به وجود می‌آورد. این رفتار نامطلوب را می‌توان با اضافه کردن ستون‌های زیر، یعنی اعضای قائمی که محل اتصال مهاربندها با تیرها را در طبقات بهم متصل می‌کنند، از بین برد در این مقاله رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیر و شورون ویژه مورد مقایسه قرار گرفته است. برای این منظور بر روی انواع مدل‌های سازه‌ای با سیستم‌های مهاربندی زیر و شورون ویژه با تعداد طبقات مختلف، تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بارافزون و دینامیکی غیرخطی تاریخیچه زمانی انجام گرفته است. بر اساس نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون، شکل‌پذیری و ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون ویژه به‌طور کلی کم‌تر از مقادیر متناظر برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیر بوده است. توزیع نسبت تغییر مکان طبقه و بیش‌ترین تغییر مکان طبقه که از تحلیل دینامیکی غیرخطی به دست آمده است، نشان دهنده‌ی کارآیی اعضای زیر در توزیع یکنواخت‌تر تغییر شکل در ارتفاع ساختمان، و کاهش نسبت تغییر مکان طبقه به محدوده‌ی مجاز آیین‌نامه‌ای بوده است.

**واژه‌های کلیدی** قاب مهاربندی شده‌ی زیر، تحلیل تاریخیچه زمانی، ضریب رفتار، نسبت تغییر مکان طبقه، شکل‌پذیری.

## A Comparative Study on Seismic Performance of Zipper and Special Chevron Braced Frames

M. Razavi

M.R. Sheidaii

**Abstract** Zipper braced frames are an innovative bracing system for steel structures. Conventional inverted-V-braced frames exhibit a design problem arising from the unbalanced vertical force generated by the lower story braces when one of them buckles. This adverse effect can be mitigated by adding zipper columns or vertical members connecting the intersection points of the braces above the first floor. In this paper a numerical study has been performed to estimate and to compare seismic performance of zipper braced and special chevron braced frames. For this purpose nonlinear pushover static analysis and nonlinear dynamic time history analysis have been performed on typical building structures with different number of stories under several earthquake ground motions. According to the analysis results, the ductility and response modification factors of chevron braced frames computed from nonlinear static analysis were generally smaller than the values obtained for zipper braced frames and the distribution of inter-story drifts ratio and maximum story drifts obtained from nonlinear time history analysis, demonstrates the efficiency of the zipper struts in achieving a more uniform damage distribution over the height of the structure, and generally satisfies allowable inter-story drift ratio limits.

**Keywords** Zipper braced frame, time history analysis, response modification factor, inter-story drift ratio, ductility.

★ تاریخ دریافت مقاله و ۹۰/۶/۱ تاریخ پذیرش آن ۹۱/۱۰/۱۶ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسئول: مربی گروه مهندسی عمران، دانشگاه ارومیه.

(۲) دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه ارومیه.

## مقدمه

قاب‌های مهاربندی شده‌ی V شکل معکوس که قاب‌های شورون نیز نامیده می‌شوند، یکی از انواع قاب‌های مهاربندی شده‌ی هم‌مرکز هستند. رفتار چنین سیستم‌هایی توسط کمانش مهاربندها کنترل می‌شود شکل (۱). به‌طور کلی این سیستم‌ها قابلیت بازپخش بیش‌تر نیروها را پس از خرابی موضعی پیش آمده در یک طبقه ندارند و از این‌رو در زلزله‌های گذشته رفتار مطلوبی را از خود نشان نداده‌اند [1,2]. نظر به تأکید بیش‌تری که در ۲۰ سال اخیر بر افزایش شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی سازه‌ها در مناطق لرزه‌خیز شده است، قاب‌های شورون با شکل‌پذیری ویژه (SIVBF) مطرح شده‌اند. بررسی‌ها نشان می‌دهد که قاب‌های شورون با شکل‌پذیری ویژه نسبت به قاب‌های شورون معمولی (OIVBF) از عملکرد لرزه‌ای مطلوب‌تری برخوردار می‌باشند [3,4].

در قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون معمولی زمانی که بار جانبی افزایش می‌یابد، مهاربندهای فشاری کمانش می‌کند و ظرفیت تحمل نیروی محوری آن‌ها کاهش می‌یابد، این در حالی است که نیروهای مهاربندهای کششی در حال افزایش‌اند تا اینکه در نهایت به حد تسلیم برسند، در این وضعیت در محل اتصال مهاربندها به تیرها نیروی قائم نامتعادل کننده بزرگی وارد می‌شود، که می‌تواند باعث به‌وجود آمدن تغییرشکل‌های بزرگ در تیر شود. برای جلوگیری از کاهش نامطلوب مقاومت جانبی قاب، آیین‌نامه‌های طراحی [5] الزام می‌دارند که تیرها علاوه بر تحمل نیروهای ثقلی از مقاومت کافی برای مقابله با این نیروی قابل توجه، برخوردار باشند، البته رعایت چنین ضابطه‌ای منجر به ایجاد تیرهای بسیار قوی خواهد شد که از نقطه‌نظر طراحی لرزه‌ای، امری نامطلوب محسوب می‌گردد.

می‌توان تأثیر نامطلوب این نیروی قائم نامتعادل

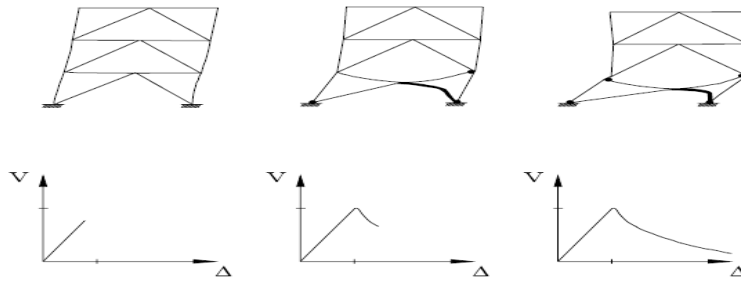
کننده را با اضافه کردن اعضای زیپر ما بین نقاط اتصال مهاربندها به تیرها، مطابق شکل (۲)، از بین برد. چنین سیستمی برای اولین بار توسط Khatib و همکاران پیشنهاد شد [6]. در این سیستم مهاربندی نیروی نامتعادل کننده‌ی به‌وجود آمده در یک طبقه، توسط عضو زیپر به طبقه‌ی بالاتر انتقال می‌یابد، در نتیجه نیروی فشاری وارد بر مهاربند فشاری طبقه دوم افزایش می‌یابد و در نهایت باعث می‌شود که آن مهاربند نیز کمانش کند، شکل‌های (۲-الف و ب) کمانش تقریباً هم‌زمان مهاربندها در کل ارتفاع سازه، باعث توزیع یکنواخت‌تر خرابی و خسارت در سازه می‌شود. اما زمانی که مکانیسم زیپر در قاب تشکیل شود شکل (۲-ت)، ظرفیت جانبی قاب کاهش می‌یابد و ناپایدار می‌شود [7].

ایراد مکانیسم زیپر را می‌توان با به‌کارگیری سیستم معروف به قاب زیپر معلق رفع کرد، (شکل ۳). در یک قاب زیپر معلق، مهاربندهای طبقه‌ی بام طوری طراحی می‌شوند که بعد از کمانش همه‌ی مهاربندهای فشاری و تسلیم اعضای زیپر، کماکان در محدوده‌ی الاستیک باقی بمانند [1,2]. از آنجایی که وظیفه‌ی اولیه‌ی اعضای زیپر تحمل نیرویی از نوع کششی می‌باشد و این اعضا تیرها را در وسط دهانه مهار می‌کنند، بنابراین تیرها می‌توانند به‌صورت انعطاف‌پذیر طراحی شوند. این کار باعث می‌شود که در میزان فولاد مصرفی برای تیرها، صرفه‌جویی قابل‌ملاحظه‌ای ایجاد شود. به‌علاوه مسیر نیرو به‌اندازه‌ای واضح است که روش طراحی ظرفیت برای همه‌ی اعضای سازه‌ای میسر می‌باشد.

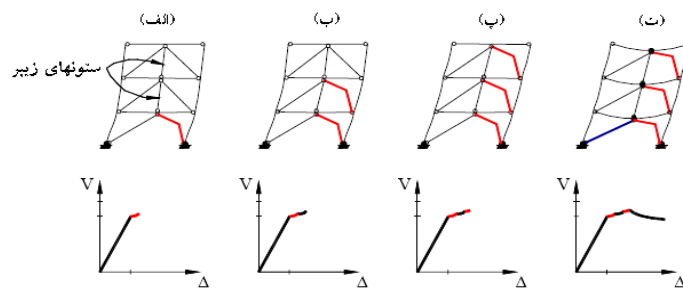
اعضای زیپر نیروهای کششی نامتعادل کننده به‌وجود آمده در یک طبقه را به طبقه‌ی بالایی انتقال می‌دهند و این روند در صورت افزایش بار جانبی و کمانش مهاربندهای طبقات بالاتر ادامه پیدا می‌کند. در چنین وضعیتی نیروی کششی اعضای زیپر طبقات بالاتر به‌شدت افزایش می‌یابد، به‌ویژه در ساختمان‌های

تحت عنوان سیستم مهاربندی زیپر کابلی را پیشنهاد نمودند که در این سیستم برای عضو زیپر از عنصر کابل با تراز پیش تنیدگی مناسب استفاده شده است [8].

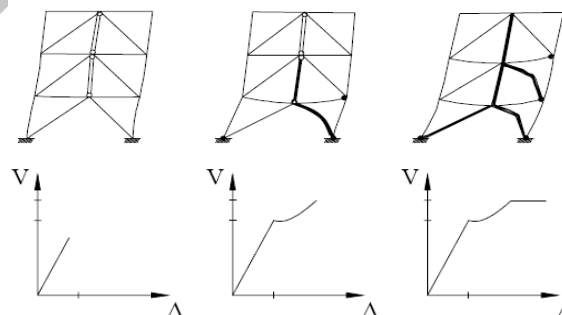
بلند مرتبه این امر باعث خواهد شد که انتخاب مقطع مناسب برای چنین اعضایی مشکل و در بعضی موارد غیرممکن گردد. رضوی و شیدایی برای رفع مشکل اجرایی این سیستم‌های مهاربندی، سیستم جدیدی



شکل ۱ مکانیسم خرابی قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون معمولی و نمودارهای بار جانبی - تغییر مکان مربوط [1]



شکل ۲ مکانیسم خرابی در قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر معمولی و نمودارهای بار جانبی - تغییر مکان مربوط [1]



شکل ۳ مکانیسم خرابی در قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر معلّق [1]

در نتیجه،  $R_p$  برابر یک در نظر گرفته شده است. شکل (۴) رابطه‌ی بین برش پایه و تغییر مکان تراز بام یک سازه را که از تحلیل استاتیکی غیرخطی به دست آمده است، نشان می‌دهد. ضرایب اضافه مقاومت و شکل پذیری از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$R_o = \frac{V_{ym}}{V_d} \quad (۲)$$

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_{ym}} \quad (۳)$$

در روابط بالا  $V_d$  برش پایه طراحی،  $V_e$  برش پایه الاستیک و  $V_{ym}$  برش پایه متناظر با بیش‌ترین تغییر مکان غیر الاستیک است. Nassar و Krawinkler (۱۹۹۲)، رابطه‌ی ذیل را برای محاسبه‌ی ضریب شکل پذیری برای سیستم‌های یک درجه آزادی با فرض میرایی ۵٪ در مناطق دارای خاک‌های سخت و سنگی پیشنهاد داده‌اند [11]:

$$R_\mu = \left[ c(\mu - 1) + 1 \right]^{1/c} \quad (۵)$$

$$c = T^a / (1 + T^a) + b/T \quad (۶)$$

در رابطه‌ی بالا  $\mu$  شکل پذیری سازه می‌باشد که از تقسیم حداکثر تغییر مکان غیر الاستیک ( $\Delta_{max}$ ) به تغییر مکان معادل تسلیم ( $\Delta_y$ ) به دست می‌آید و  $T$  زمان تناوب اصلی سازه است. پارامترهای  $a$  و  $b$  تابعی از سخت‌شدگی کرنشی می‌باشند و در صورتی که سخت‌شدگی کرنشی برابر ۰/۰۳ در نظر گرفته شود این پارامترها به ترتیب برابر با ۰/۹۷۵، ۰/۳۳۸۳۷۵ خواهند بود [11].

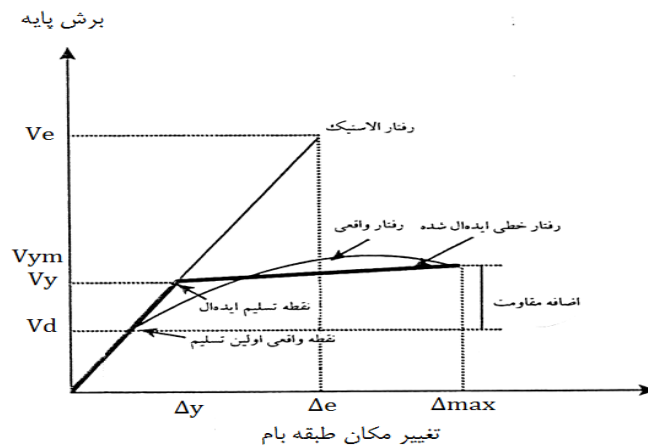
در این مقاله برای بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی زیپر و مقایسه‌ی آن با قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی شورون با شکل پذیری ویژه، در ابتدا مدل‌های سازه‌ای با تعداد طبقات مختلف و دارای سیستم‌های مهاربندی زیپر و شورون ویژه انتخاب شده و بر اساس آیین‌نامه AISC-LRFD [9] طراحی شده‌اند و سپس هر یک از مدل‌ها به‌طور جداگانه در محیط نرم‌افزار المان محدود ABAQUS مدل‌سازی شده و تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بر روی آن‌ها انجام شده است.

### روابط پایه برای محاسبه‌ی ضریب رفتار

روش‌های تئوریکی مختلفی برای محاسبه‌ی ضریب رفتار سازه وجود دارد که از آن جمله می‌توان به روش‌های بیش‌ترین تغییر شکل پلاستیک و انرژی اشاره کرد. در این مقاله روش پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه‌ی ATC-19 برای محاسبه‌ی ضریب رفتار سازه مورد استفاده قرار گرفته است [10]، که در آن ضریب رفتار  $R$  به کمک رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$R = R_o R_\mu R_r \quad (۱)$$

که  $R_o$  ضریب اضافه مقاومت است و به این موضوع اشاره دارد که مقاومت جانبی سازه در حالت کلی از مقاومت طراحی بیش‌تر است.  $R_\mu$  ضریب شکل پذیری است که نمادی از پاسخ غیرخطی کلی سازه می‌باشد و  $R_r$  ضریب اضافه مقاومت است که بر اساس نحوه‌ی مواجهه‌ی آیین‌نامه‌های طراحی با تنش‌های طراحی تعیین می‌شود، به‌خاطر این‌که در طراحی مدل‌های این مقاله از روش ضرایب بار و مقاومت استفاده شده است



شکل ۴ رابطه بین برش پایه - تغییر مکان بام

به ترتیب برابر با،  $5/50 \text{ KN/m}^2$  و  $2/40 \text{ KN/m}^2$  می‌باشد. بارگذاری لرزه‌ای براساس پارامترهای زیر محاسبه شده است: خطر لرزه‌خیزی منطقه بسیار بالا ( $S_{DS}=1/44g$ )، ضریب اهمیت سازه  $1/5$  (گروه چهار)، خاک سخت (گروه D)، ضریب رفتار ۶ (شکل‌پذیری ویژه) و ضریب اضافه مقاومت ( $\Omega_0$ ) برابر ۲ انتخاب شده است. فولاد مصرفی از نوع ASTM A36 [13] بوده و میزان سخت‌شدگی کرنشی مصالح ۳٪ فرض شده است. وزن مؤثر طبقات به‌ازای مجموع بار مرده و ۲۰٪ بار زنده محاسبه شده است.

ابتدا مدل‌ها در نرم‌افزار ETABS 8.45 با استفاده از روش استاتیکی معادل طراحی اولیه شده‌اند، سپس به‌خاطر افزایش کارایی قاب‌های زیپر، از روش طراحی ظرفیت استفاده شده است [1]. در روش طراحی ظرفیت، با توجه به این‌که در زلزله‌های شدید بروز پاسخ غیرالاستیک در سازه اجتناب‌ناپذیر است، طراح، اعضای مشخصی از سازه را به‌عنوان فیوز در نظر می‌گیرد تا این‌که رفتار غیرالاستیک فقط در آن اعضا رخ دهد. این اعضا طوری طراحی می‌شوند که بتوانند بدون کاهش قابل ملاحظه مقاومت سازه، تغییرشکل‌های پلاستیک بزرگی را تحمل کنند و از مدهای خرابی نامطلوب زود هنگام از قبیل کمناش

### طراحی مدل‌های سازه‌ای

مدل‌های سازه‌ای مورد بررسی در این تحقیق دارای پلانی مربع شکل به ابعاد  $18 \times 18$  متراند که در هر راستا دارای سه دهانه و دو قاب مهاربندی شده می‌باشند، (شکل ۵). به‌منظور کاهش حجم و زمان محاسبات، مدل دوبعدی در تحلیل به‌کار برده شده و برای در نظر گرفتن اثرات P-Δ مربوط به بارهای ثقلی، از ستون‌های مجازی مطابق شکل (۶) استفاده شده است. مدل‌های مورد مطالعه در این مقاله شامل ۱۰ قاب مهاربندی شده شورون و زیپر با تعداد طبقات ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ مطابق شکل (۷) می‌باشند. ارتفاع همگی طبقات در کلیه مدل‌ها  $3/6$  متر در نظر گرفته شده است. کلیه اتصالات تیرها و مهاربندها به ستون‌ها، و نیز زیپرهای تیرها به‌صورت مفصلی فرض شده‌اند. برای تعیین بارگذاری ثقلی و لرزه‌ای از آیین‌نامه‌ی ASCE [12] و برای طراحی سازه‌ای از ضوابط AISC360-LRFD [9] استفاده شده است، هم‌چنین ضوابط طرح لرزه‌ای آیین‌نامه‌ی AISC341 [5] مد نظر قرار گرفته است.

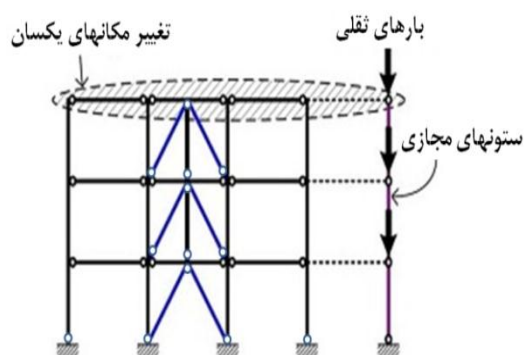
بارهای ثقلی مرده و زنده برای طبقه‌ی بام به ترتیب برابر با  $5/00 \text{ KN/m}^2$  و  $1/00 \text{ KN/m}^2$  و برای سایر طبقات

نرم‌افزار از المان BEAM از نوع B21 استفاده شده است که یک المان دوعبده با انترپولاسیون خطی می‌باشد. تئوری استفاده شده در این نوع المان‌ها تئوری تیر تیموشنکو است که در آن اثر تغییر شکل‌های برشی نیز در نظر گرفته شده است [14]. برای انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بارافزون، از الگوی بار جانبی مثلثی شکل استفاده شده است. در تحلیل‌های صورت گرفته اثر عوامل غیرخطی هندسی و غیر خطی مصالح در نظر گرفته شده است.

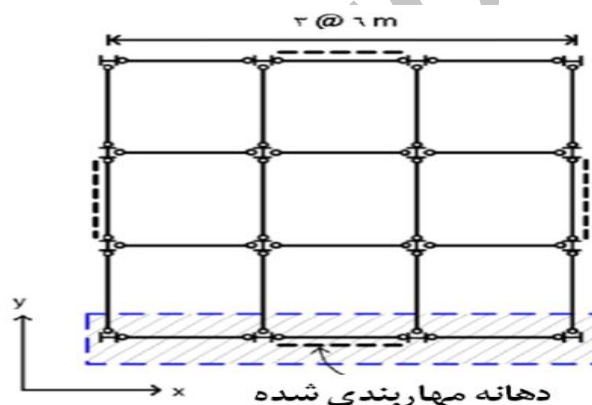
موضعی یا ناپایداری عضو مورد نظر (در سازه‌های فولادی) جلوگیری شود. سپس ظرفیت‌های اعضای سازه‌ای مجاور به‌گونه‌ای محاسبه می‌شود که احتمال پاسخ غیرالاستیک یا خرابی در آن اعضا از بین برود [4].

### تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون

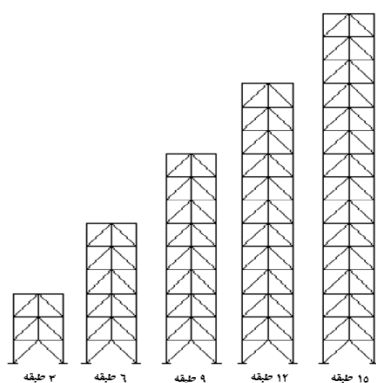
برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی از نرم‌افزار المان محدود ABAQUS و روش طول‌کمان (Riks) استفاده شده است. برای مدل‌سازی تحلیلی نمونه‌ها در این



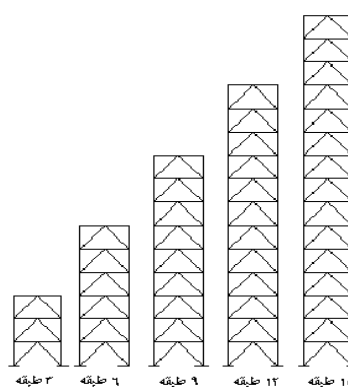
شکل ۶ قاب سه طبقه مهاربندی شده زیر همراه با ستون‌های مجازی



شکل ۵ پلان مدل‌های مورد مطالعه



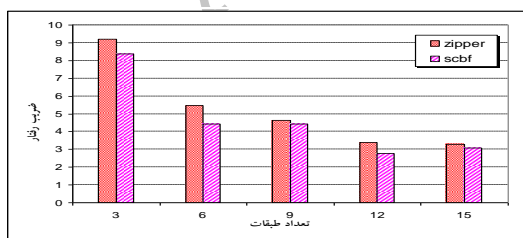
ب - قاب‌های مهاربندی شده شورون



الف - قاب‌های مهاربندی شده زیر

شکل ۷ قاب‌های مهاربندی شده شورون و زیر با تعداد طبقات مختلف

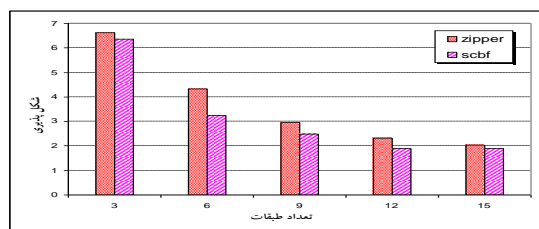
ضریب رفتار تمامی مدل‌ها به جز مدل ۳ طبقه کم‌تر از مقدار پیشنهادی آیین‌نامه‌ی ASCE ( $R=6$ ) می‌باشد. این امر نشان می‌دهد مقدار پیشنهادی آیین‌نامه برای ضریب رفتار این سیستم‌های مهاربندی برای سازه‌های با تعداد طبقات بیش‌تر بزرگ‌تر از مقدار واقعی است که این موضوع باعث ایجاد اشکال در طراحی می‌شود و باعث خواهد شد که مقاطع ضعیفی برای اعضا حاصل شود. در تحقیقات مشابه قبلی نیز به این موضوع تأکید شده است [17]. با توجه به این‌که ضریب رفتار تابعی از زمان تناوب سازه و بارهای وارد است در، نتیجه این ضریب نمی‌تواند معیار مناسبی جهت طراحی سازه‌ها در کلیه حالات منظورگردد. با این وجود در استانداردهای ساختمانی ضریب رفتار واحدی برای یک سیستم سازه‌ای واحد پیشنهاد می‌شود و از آن برای طراحی لرزه‌ای استفاده می‌شود [18]. بنابراین میانگین مقادیر مزبور به‌عنوان ضریب رفتار طراحی این نوع از سیستم‌های مهاربندی به‌کار می‌رود، بر این اساس ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر برابر ۵/۶۲ و قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون برابر ۴/۳۸ محاسبه شده است. لازم به ذکر است که مقادیر به‌دست آمده برای ضریب رفتار بر اساس روش حالات حدی (روش ضرایب بار و مقاومت) می‌باشد و در صورتی که طراحی بر اساس روش تنش مجاز مد نظر باشد، بایستی هر یک از مقادیر در عدد ۱/۴۴ ضرب گردند.



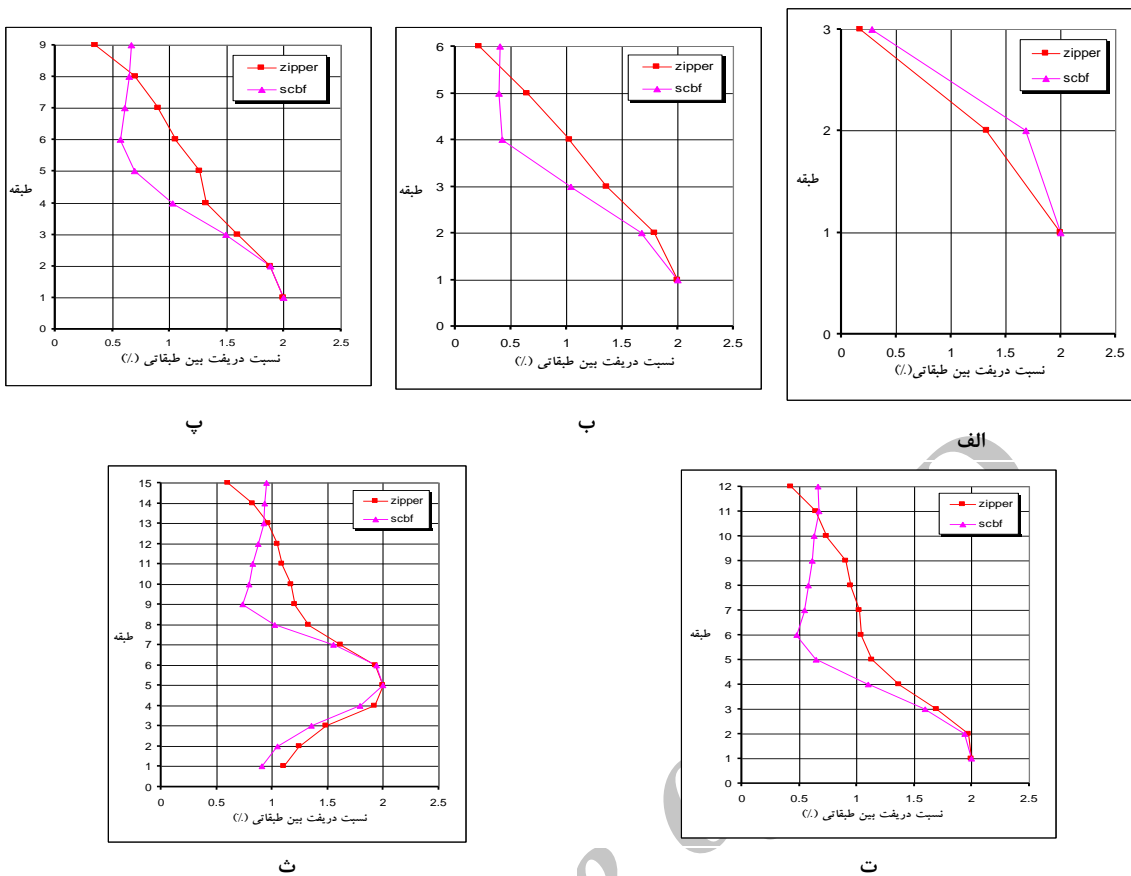
شکل ۹ نمودار ستونی مربوط به ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون و زیپر با تعداد طبقات متفاوت

در این تحقیق نسبت تغییر مکان طبقه به‌عنوان معیار کنترل‌کننده‌ی خرابی سازه در نظر گرفته شده است که این نسبت برای قاب‌های مهاربندی شده در آستانه‌ی خرابی برابر ۲٪ در نظر گرفته می‌شود [15]. بعد از محاسبه‌ی نمودارهای ظرفیت برای هر یک از مدل‌ها، نمودارهای مربوطه به‌صورت نمودار دوخطی ایده‌آل‌سازی شده و سپس با تقسیم نسبت تغییر مکان نهایی به تغییر مکان حد الاستیک، شکل‌پذیری هر یک از مدل‌ها محاسبه شده است. برای تعیین ضریب شکل‌پذیری از فرمول کراونکلر رابطه‌ی (۵) استفاده شده است. مطابق رابطه‌ی (۳) ضریب اضافه مقاومت ( $R_o$ ) محاسبه و در نهایت با ضرب آن در ضریب شکل‌پذیری ( $R_{II}$ )، ضریب رفتار برای هر یک از قاب‌ها محاسبه شده که نتایج حاصل به‌صورت نمودار ستونی در شکل‌های (۸ و ۹) نشان داده شده است.

با توجه به نمودار شکل (۸) ملاحظه می‌شود که شکل‌پذیری قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی زیپر در تمامی مدل‌ها از قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی شورون بیش‌تر است. شکل (۹) که مربوط به نمودار ستونی ضریب رفتار قاب‌ها می‌باشد، نشان می‌دهد که ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی زیپر در کلیه مدل‌ها بیش‌تر از قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی شورون می‌باشد و هم‌چنین با افزایش تعداد طبقات سازه، ضریب رفتار سازه کاهش می‌یابد که این نتیجه با تحقیقات مشابه پیشین بر روی قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی شورون مطابقت دارد [16,17]. هم‌چنین ملاحظه می‌شود که



شکل ۸ نمودار ستونی مربوط به شکل‌پذیری قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون و زیپر با تعداد طبقات متفاوت



شکل ۱۰ نمودارهای مربوط به توزیع نسبت تغییر مکان طبقه در ارتفاع قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون و زیپر، (الف) مدل ۳ طبقه، (ب) مدل ۶ طبقه، (پ) مدل ۹ طبقه، (ت) مدل ۱۲ طبقه، (ث) مدل ۱۵ طبقه

بام در مورد قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر بدون استثنا در همه‌ی مدل‌ها کم‌تر از قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون بوده است، که علت آن را می‌توان در فلسفه‌ی طراحی ظرفیت قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر معلق مبنی بر عدم کماتش مهاربندهای طبقه‌ی بام دانست.

### تحلیل دینامیکی غیرخطی

در این مقاله برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی از روش تاریخچه زمانی به روش دینامیکی غیرصریح (Dynamic-Implicit) استفاده شده است و برای این منظور مدل‌های دوبعدی به‌طور جداگانه تحت مؤلفه‌های افقی زلزله‌های جدول (۱) قرار گرفته‌اند. در

نمودارهای شکل (۱۰) توزیع نسبت تغییر مکان طبقه را در ارتفاع قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر و شورون به‌صورت مقایسه‌ای نشان می‌دهند. ملاحظه می‌شود که در همه‌ی مدل‌ها توزیع نسبت تغییر مکان طبقه در قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر در مقایسه با قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون یکنواخت‌تر است که علت آن کماتش مهاربندهای طبقات بالاتر و مشارکت آن‌ها در تحمل نیروهای جانبی می‌باشد. در قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون نسبت تغییر مکان طبقه در طبقات پایین‌تر بیشتر است و در طبقات بالاتر به‌شدت کاهش می‌یابد. این امر نشان دهنده‌ی تمرکز خرابی در طبقات پایین می‌باشد. با توجه به این شکل‌ها ملاحظه می‌شود که نسبت تغییر مکان طبقه در طبقه‌ی



در طبقات بالاتر افزایش می‌یابند که دلیل آن انتقال نیروهای نامتعادل‌کننده‌ی ایجاد شده در طبقات پایین‌تر به طبقات بالاتر می‌باشد. هم‌چنین نیروی فشاری ماکزیمم در اعضای زیر در مدل‌های کوتاه مرتبه (۳ و ۶ طبقه) در طبقات بالاتر کاهش می‌یابند و در بقیه‌ی مدل‌ها این مقادیر در طبقات میانی دچار افزایش می‌شوند و دوباره در طبقات بالاتر کاهش می‌یابند، که علت آن را می‌توان در مشارکت مدهای بالاتر در تغییرشکل سازه بیان نمود.

بر اساس بررسی‌های انجام گرفته مشاهده می‌شود که نسبت نیروی کششی ماکزیمم به نیروی فشاری ماکزیمم در هر یک از مدل‌ها در طبقات بالاتر افزایش می‌یابد و این نشان می‌دهد که تأثیر نیروی فشاری در طبقات بالاتر کاهش می‌یابد و برعکس نقش نیروی کششی در رفتار طبقات بالاتر افزایش می‌یابد.

بر اساس نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، مقادیر ماکزیمم نسبت تغییرمکان طبقه در سیستم‌های مهاربندی شده‌ی شورون و زیپر، به‌صورت مقایسه‌ای مطابق نمودارهای شکل (۱۲) ارائه شده است و هم‌چنین در این نمودارها مقادیر مذکور با مقادیر مجاز آیین‌نامه‌ای مقایسه شده‌اند. مطابق ضوابط آیین‌نامه‌ی ASCE [12]، ماکزیمم نسبت تغییرمکان طبقه برای مدل‌های ۳ طبقه ۱/۸۷۵٪ و برای سایر مدل‌ها برابر ۱/۲۵٪ در نظر گرفته شده است [12].

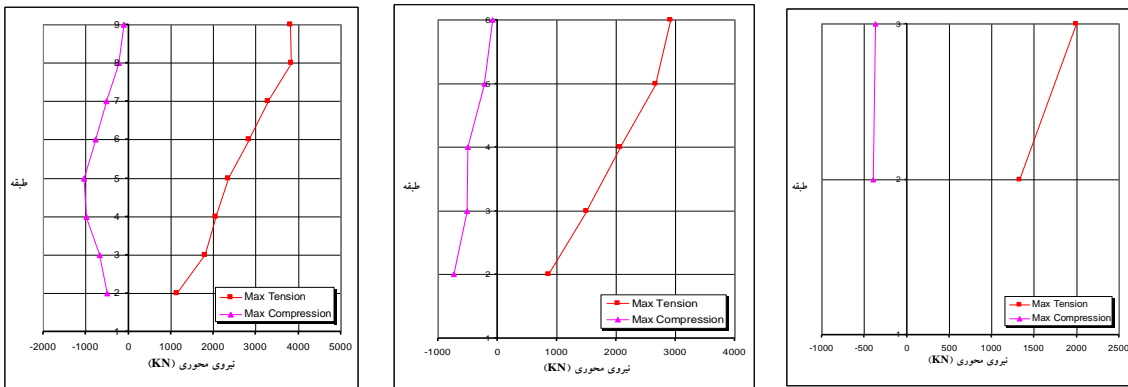
این مقاله از هفت شتاب‌نگاشت از نوع نزدیک به گسل برای انجام تحلیل‌های دینامیکی استفاده شده است. بزرگا و فاصله از گسل محرک در این زلزله‌ها مشابه است و شرایط خاک محل ثبت آن‌ها با شرایط خاک محل مد نظر در طراحی، یکسان بوده است. زلزله‌ها بر اساس طیف استاندارد طراحی آیین‌نامه بارگذاری FEMA [19]ASCE، مقیاس شده‌اند. مطابق ضوابط FEMA 450، ضرایب مقیاس به‌گونه‌ای محاسبه شده‌اند که در محدوده‌ی دوره‌ی تناوب‌های ۰/۲T تا ۱/۵T مقادیر طیف میانگین از مقادیر طیف پاسخ طرح کم‌تر نباشد که دوره‌ی تناوب اصلی سازه می‌باشد.

مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها با استفاده از روش ارائه شده در FEMA 450 [۱۹] برای حالت تحلیل دینامیکی دوبعدی انجام گرفته است، با این تفاوت که به‌ازای هر شتاب‌نگاشت یک ضریب مقیاس مجزا تعیین و در تحلیل‌ها مورد استفاده قرار گرفته است.

به‌منظور بررسی رفتار سیستم مهاربندی زیپر، در ابتدا نیروهای کششی و فشاری ماکزیمم ایجاد شده در اعضای زیپر تحت هر یک از زلزله‌ها محاسبه شده است. نمودارهای موجود در شکل (۱۱) مقادیر میانگین ماکزیمم نیروی فشاری و هم‌چنین نیروی کششی ایجاد شده در اعضای زیپر را تحت هر یک از زلزله‌ها در هر یک از مدل‌ها نشان می‌دهند. در این نمودارها مشاهده می‌شود که در همه‌ی مدل‌ها نیروهای کششی ماکزیمم

جدول ۱ مشخصات زلزله‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

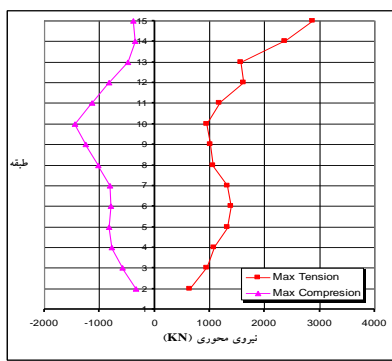
زلزله‌ها	Station & Data Source	PGA (g)	Time Step (sec)	Distance (Km)
Northridge (1994)	90055 Simi Valley-Katherine Rd-USC	۰/۸۷۷	۰/۰۱	۱۴/۶
Kobe (1995)	OKJMA-USGS	۰/۸۲۱	۰/۰۲	۰/۶
Chi-Chi (1999)	WNT-CWB	۰/۹۵۸	۰/۰۰۵	۱/۱۸
San Fernando (1971)	279 Pacoima Dam - CDMG	۱/۲۲۶	۰/۰۱	۲/۸
Coalinga (1983)	1604 Oil City-USGS	۰/۸۶۶	۰/۰۰۵	۸/۲
Loma Prieta (1989)	57007 Corralitos-CDMG	۰/۶۴۴	۰/۰۰۵	۵/۱
Whitter Narrows(1987)	709 Garvey Res-Control Bldg-USGS	۰/۴۵۷	۰/۰۰۵	۱۲/۱



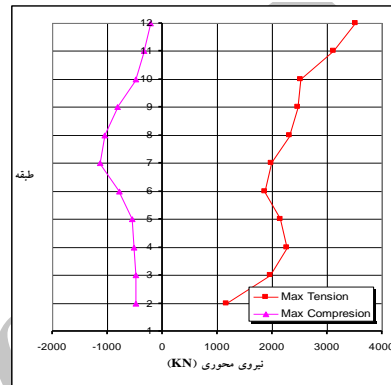
پ

ب

الف



ث



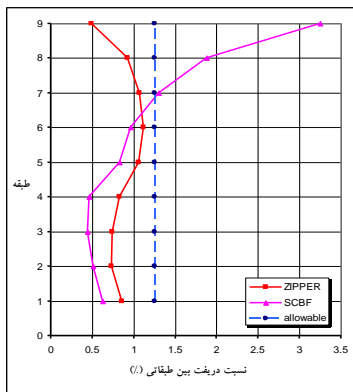
ت

شکل ۱۱ نیروهای کششی و فشاری ماکزیمم در اعضای زیپر، (الف) مدل ۳ طبقه، (ب) مدل ۶ طبقه، (پ) مدل ۹ طبقه، (ت) مدل ۱۲ طبقه، (ث) مدل ۱۵ طبقه

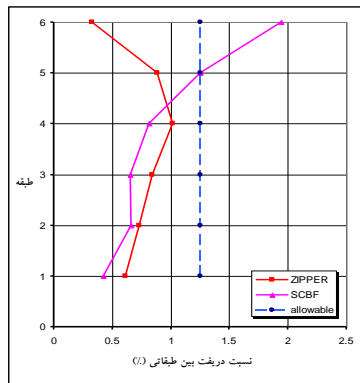
طبقه در طبقات پایین تر قاب مهاربندی شده شورون، کم تر از مقادیر مربوط به قاب مهاربندی شده زیپر و هم چنین مقدار مجاز آیین نامه ای است. با افزایش ارتفاع قاب این مقادیر نیز افزایش می یابد و در طبقات بالاتر این مقادیر از حد مجاز آیین نامه ای و مقادیر نظیر در قاب مهاربندی شده زیپر بیش تر می گردد. نمودار شکل (۱۲-ث) که مربوط به مدل ۱۵ طبقه می باشد نشان می دهد که در قاب مهاربندی شده شورون مقدار ماکزیمم نسبت تغییر مکان طبقه در طبقات پایین تر کم تر از مقدار مجاز است ولی در طبقات بالاتر به شدت افزایش می یابد. این در حالی است که در سیستم مهاربندی زیپر به استثنای طبقات ۱۲ و ۱۳ در سایر طبقات مقدار ماکزیمم نسبت تغییر مکان طبقه کم تر از حد مجاز است.

هریک از نمودارهای شکل (۱۲) بر اساس میانگین نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی تحت شتاب نگاشت های هفتگانه ای جدول (۱) ترسیم گردیده است [19].

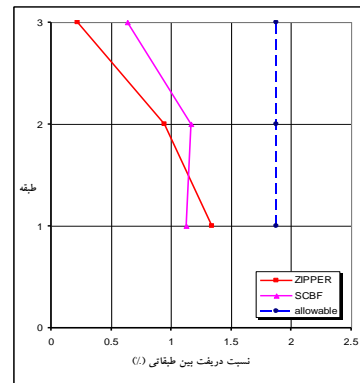
نمودار شکل (۱۲-الف) که مربوط به مدل ۳ طبقه می باشد، نشان می دهد که ماکزیمم نسبت تغییر مکان طبقه در سیستم مهاربندی زیپر در همه ی طبقات به استثنای طبقه ی اول کم تر از سیستم مهاربندی شورون است. مقادیر ماکزیمم نسبت تغییر مکان طبقه در هر دو نوع سیستم مهاربندی کم تر از مقدار مجاز آیین نامه می باشد. در شکل های (۱۲-ب، پ و ت) که به ترتیب مربوط به مدل های ۶، ۹ و ۱۲ طبقه هستند، مشاهده می شود که مقادیر ماکزیمم نسبت تغییر مکان



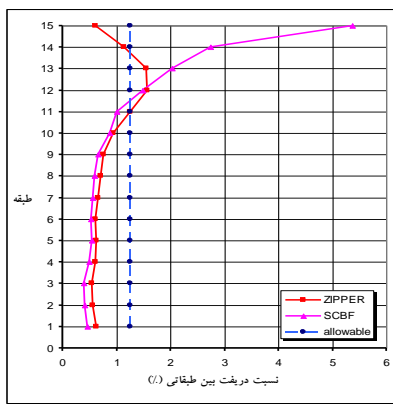
ب



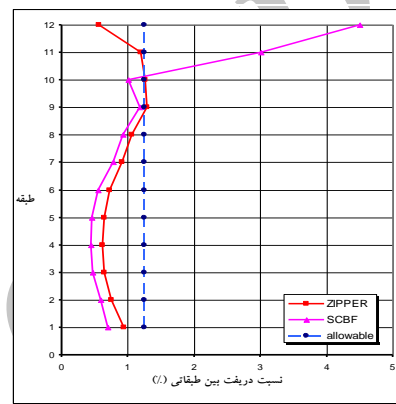
ب



الف

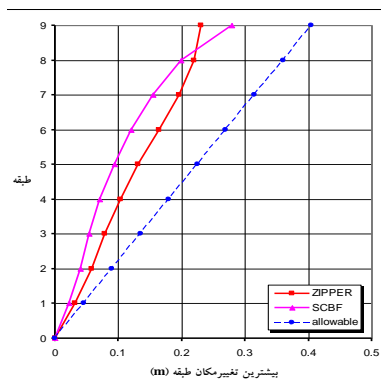


ث

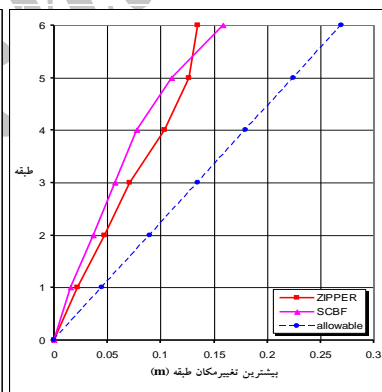


ت

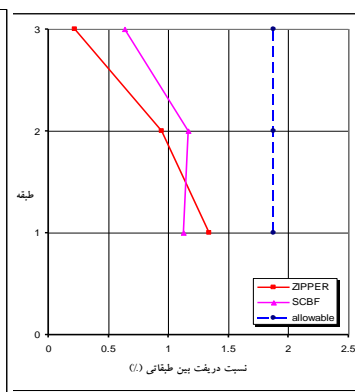
شکل ۱۲ مقایسه ماکزیمم نسبت تغییر مکان طبقه در قاب‌های مهاربندی شده شورون و زیپر، (الف) مدل‌های ۳ طبقه، (ب) مدل‌های ۶ طبقه، (پ) مدل‌های ۹ طبقه، (ت) مدل‌های ۱۲ طبقه، (ث) مدل‌های ۱۵ طبقه



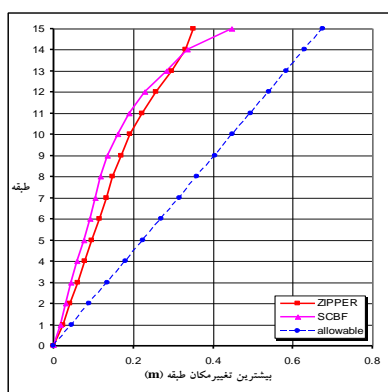
ب



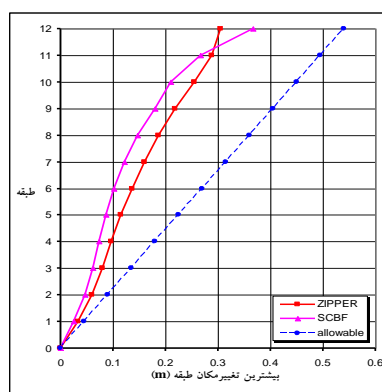
ب



الف



ث



ت

شکل ۱۳ مقایسه‌ی ماکزیمم تغییر مکان طبقات در قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون و زیپر، (الف) مدل‌های ۳ طبقه، (ب) مدل‌های ۶ طبقه، (پ) مدل‌های ۹ طبقه، (ت) مدل‌های ۱۲ طبقه، (ث) مدل‌های ۱۵ طبقه

مقاله برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر ۵/۶۲ و برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون ۴/۳۸ بوده است. هم‌چنین شکل‌پذیری متوسط به‌دست آمده در این مقاله برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر ۳/۶۵ و برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون ۳/۱۷ بوده است.

۲- با افزایش تعداد طبقات در سازه‌های دارای قاب‌های مهاربندی شده‌ی هم‌مرکز، شکل‌پذیری و ضریب رفتار سازه تدریجاً کاهش می‌یابد.

۳- با توجه به تحلیل‌های استاتیکی انجام گرفته بر مدل‌های مورد بررسی در این مقاله، می‌توان نتیجه گرفت که توزیع نسبت تغییر مکان طبقه در قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر یکنواخت‌تر از قاب‌های شورون می‌باشد که این نتیجه‌گیری با توجه به نتایج تحلیل‌های دینامیکی نیز قابل استنباط است.

۴- یکی از نقاط ضعف قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون افزایش بی‌رویه‌ی نسبت تغییر مکان طبقه در طبقات بالاتر، به‌خصوص در سازه‌های بلندمرتبه، می‌باشد، که این امر باعث کاهش مطلوبیت این سیستم‌های مهاربندی شده است. با توجه به این‌که این مشکل در قاب‌های زیپر وجود ندارد قاب‌های زیپر می‌توانند

نمودارهای شکل (۱۳) به منظور مقایسه‌ی ماکزیمم تغییر مکان طبقات در مدل‌های دارای سیستم‌های مهاربندی شورون و زیپر ارائه شده‌اند. مقایسه‌ی این مقادیر در مدل‌های مختلف نشان می‌دهد که در صورت استفاده از مهاربند زیپر این مقادیر همواره بیش‌تر از حالت استفاده از مهاربند شورون می‌باشد (به‌استثنای طبقات بام). هم‌چنین محاسبه‌ی مقدار مجاز آیین‌نامه‌ای و مقایسه‌ی آن با نمودارهای شکل (۱۳) نشان می‌دهد که مقادیر جابه‌جایی ماکزیمم طبقات برای هر دو نوع سیستم مهاربندی در کلیه مدل‌ها کمتر از مقدار مجاز آیین‌نامه‌ای است.

### نتیجه‌گیری

با بررسی نتایج به‌دست آمده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی در حوزه‌ی مدل‌های سازه‌ای مورد بررسی در این مقاله، می‌توان به نتایج مهم زیر اشاره نمود:

۱- شکل‌پذیری و ضریب رفتار قاب‌های مهاربندی شده‌ی زیپر، همواره بیش‌تر از مقادیر متناظر در قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون با شکل‌پذیری ویژه می‌باشد. ضریب رفتار متوسط به‌دست آمده در این

به‌عنوان جایگزین مناسبی برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی شورون انتخاب شوند.

## مراجع

1. Yang, CH. SH., "Analytical and Experimental Study of Concentrically Braced Frames with Zipper Struts", PhD Thesis, Georgia Institute of Technology, (2006).
2. Yang, CH. SH., Leon, R, T., Des Roches, R., "Design and behavior of zipper-braced frames", School of civil and Env. Engineering, Georgia Tech, Atlanta, GA 30332-0355, USA, Engineering Structures, (2007).
3. Goel, S.C., "Earthquake Resistant Design of Ductile Braced Steel Structures", Stability and Ductility of Steel Structures under Cyclic Loading, CRC Press, Boca Raton, FL, PP. 298-308., (1992)
4. Bruneau, M., Uang, C.M., and Whittaker, A., "Ductile Design of Steel Structures", McGraw-Hill, (1998).
5. AISC 341, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago., (2009).
6. Khatib, I.F., Mahin, S.A. and Pister, K.S., "Seismic Behavior of Concentrically Braced Steel Frames", Report No.UCB/EERC-88/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley., (1988).
7. Tremblay, R. and Tirca, L., "Behavior and Design of multi-story zipper concentrically braced steel frames for the mitigation of soft-story response", Proceedings of the conference on behavior of steel structures in seismic areas, P.471-477, (2003).
8. M. Razavi. and M.R. Sheidaii., "Seismic Performance of Cable-Zipper Braced Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 74, PP. 49-57, (2012).
9. AISC 360., "Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago., (2010).
10. ATC-19., "Structural response modification factors ", Applied Technology Council , Redwood City, California, 995:5-32.
11. Whittaker, A., and Hart, G. and Rojhan, CH., "Seismic Response Modification Factors", Journal of Structural Engineering, Vol. 125, (1999).
12. ASCE7., "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American Society of Civil Engineers, Virginia., (2010).
13. ASTM, "American Society for Testing and Materials"., (2004).
14. ABAQUS. Inc., "ABAQUS Analysis User's Manual", Release 6.5., (2004).
15. FEMA356., "Federal Emergency Management Agency" , Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington, D.C., (2000).
16. Balendra, T. and Huang, X., "Over strength and ductility factors for steel frames designed according to BS 5950", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 129, PP. 1019-1035, (2003).

17. Kim, J., and Choi, H., "Response modification factors of chevron-braced frames", Engineering Structures, Vol. 27, PP. 285-300, (2005).
18. Maheri, MR. and Akbari, R., "Seismic behavior factor, R, for steel X-braced and knee-braced RC building", Engineering Structures, Vol. 25, PP. 1505-1513, (2003).
19. FEMA 450., "Federal Emergency Management Agency", NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures, Washington, D.C., (2003).

Archive of SID