

# ارزیابی عملکرد لرزه ای سازه های بتنی با بکارگیری میراگر اصطکاکی پال

جواد واثقی امیری<sup>۱\*</sup>، فاطمه تمجید<sup>۲</sup>

۱- دانشیار-دانشگاه صنعتی بابل

۲- دانش آموخته کارشناسی ارشد دانشگاه علوم و فنون مازندران

vaseghi@nit.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۱۳۹۲/۰۴/۲۲

تاریخ دریافت: ۱۳۹۱/۰۸/۳۰

**چکیده-** هدف این پژوهش، بررسی نقش میراگرهای اصطکاکی پال در کاهش پاسخ سازه در مقابل زلزله است. به این منظور سه قاب بتنی ۵، ۸ و ۱۰ طبقه، بر اساس آیین نامه های ایران به صورت قاب خمشی بتن مسلح با شکل پذیری متوسط طراحی شده اند. سپس آنالیز استاتیکی غیرخطی با استفاده از نرم افزار SAP2000 نسخه ۱۴ بر روی آن صورت گرفت تا نقطه عملکرد سازه بر اساس روش طیف ظرفیت به دست آید، و قابها با افزودن مهار بندهای زوج ناودانی در دهانه وسط تقویت شده و تحت آنالیز پوش آور قرار گرفتند. با محاسبه ی سطح عملکرد و عدم ارضای شرط حفظ ایمنی جانی ساکنین در هنگام زلزله سطح خطر-۱، قاب خمشی بتن مسلح و مهاربند هم محور آن، به میراگر اصطکاکی مجهز شدند و با بارهای لغزش ۱، ۱۰٪، ۲۵٪، ۵۰٪، ۷۵٪ و ۱۰۰٪ وزن ساختمان، تحت آنالیز پوش آور قرار گرفتند و سطح عملکرد آنها ارزیابی شد. ارزیابی ها نشان داد که بار لغزش بهینه برای میراگرها به تعداد طبقات ساختمان بستگی دارد و در بار لغزش بهینه سطح عملکرد سازه بهبود پیدا می کند.

**واژگان کلیدی:** بهسازی لرزه ای، سطح عملکرد، تحلیل استاتیکی غیر خطی، تحلیل دینامیکی غیر خطی، میراگر اصطکاکی

## ۱- مقدمه

فولادی در سازه های قابی فولادی متداولتر است.

در سال ۱۹۸۰ سوگانو و فوجی مورا<sup>۱</sup> روی تعدادی قاب های بتن مسلح بادبندی شده و همچنین قاب های مشابه مقاوم شده با میان قاب های بنایی و بتنی، آزمایش هایی را انجام داده اند. هدف از این بررسی ها تعیین میزان تأثیر هر یک از سیستم ها در افزایش مقاومت درون صفحه ای و شکل پذیری قابها بود [۱].

در سال ۱۹۸۴ هیگاشی، ایندو و شیمیزو<sup>۲</sup> انواع

با توجه به لرزه خیز بودن بیشتر مناطق ایران، مقابله با این پدیده طبیعی به دلیل خسارت عمده ی مالی و جانی ناشی از آن امری غیر قابل اجتناب است. پس پژوهشگران تلاش های گسترده ای برای طراحی و مقاوم سازی سازه ها در برابر زلزله به کار گرفته اند. به منظور افزایش مقاومت لرزه ای سازه های قابی، بیشتر بادبندهای فولادی یا دیوارهای برشی مورد استفاده قرار می گیرند. استفاده از دیوارهای برشی در سازه های قابی بتن مسلح و بادبندهای

1- Sugano and Fujimura  
2- Higashi, Endo and Shimizo

افزایش می‌دهد.[۵]

در سال ۱۹۹۹ تسنیمی و معصومی استفاده از بادبند فولادی برای مقاوم سازی قاب‌های بتن مسلح را مطالعه آزمایشگاهی کردند. نتایج نشان داد که با افزودن بادبند فولادی به قاب بتن مسلح، بسته به جزییات استفاده، شده سختی معادل قاب افزایش قابل ملاحظه‌ای یافته و در رفتار آن تغییر چشمگیری حاصل خواهد شد[۶].

در سال اوایل دهه ۱۹۸۰، اوتار اس. پال<sup>۲</sup> و سیله‌ای برای مستهلک کردن انرژی ورودی لرزه‌ای به سازه از طریق اصطکاک نوآوری کرد. او این ایده را از مکانیزم ترمز اتومبیل‌ها الهام گرفت و معتقد بود که عمل ترمز مشابه توقف حرکت ساختمان‌ها در حین زمین لرزه است. همان‌گونه که ترمز اصطکاکی وسیله‌ی نقلیه، انرژی جنبشی ناشی از حرکت آنها را تلف می‌کند، حرکت ساختمان نیز می‌تواند سبب استهلاک انرژی ناشی از زلزله به وسیله‌ی یک مکانیزم اصطکاکی باشد. این نظریه در سال ۱۹۸۲ منجر به نوآوری در میراگر اصطکاکی پال شد[۷].

پژوهش‌های صورت پذیرفته پیرامون بهسازی سازه‌های بتن آرمه با انواع بادبندهای فولادی و مطالعه‌ی تحلیلی و آزمایشگاهی گسترده‌ای که تاکنون در خصوص مقابله با آثار مخرب زلزله بر سازه‌ها انجام شده است، دلالت بر کارایی مناسب مکانیزم‌های مختلف کنترل لرزه‌ای غیرفعال سازه‌ها به عنوان گزینه‌ای کارآمد برای مقابله با نیروهای زلزله دارد. از میان روش‌های مختلف کنترل، به کارگیری میراگر اصطکاکی به علت داشتن مکانیزمی ساده و عدم نیاز به مصالح و تکنولوژی خاص، می‌تواند یکی از بهترین روش‌ها برای ارتقای رفتار لرزه‌ای سازه‌های موجود به حساب آید. با استفاده از میراگرهای اصطکاکی ضمن افزایش سختی، قابلیت اتلاف انرژی هیستریزس سازه نیز

روش‌های مقاوم سازی قاب‌های بتن مسلح موجود را با انتخاب مدل‌هایی از قاب یک‌دهانه و سه‌طبقه مقاوم شده با روش‌های مختلف آزمایش کردند. رفتار تمام نمونه‌ها به صورت مدل‌های قاب غیر الاستیک تحلیل شده و رابطه بار-تغییر مکان به دست آمده از تحلیل با نتایج آزمایش هم‌خوانی خوبی نشان داد. روش‌های مقاوم سازی به کار رفته در این پژوهش بادبندهای فولادی، قاب فولادی و دیوارهای میان قاب بوده‌اند[۲].

در سال ۱۹۹۰ گوئل و لی<sup>۱</sup> مقاوم سازی لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح به کمک سیستم بادبند فولادی شکل پذیر را مطالعه آزمایشگاهی کردند. در این پژوهش روی مدلی به مقیاس ۲:۳ از قاب بتن مسلح دو طبقه مقاوم شده با سیستم بادبند فولادی شکل پذیر، بار سیکلی اعمال شد. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که قاب مقاوم شده از خود پایداری و نیز حلقه‌های هیستریزس کاملی را نشان می‌دهد[۳].

در سال ۱۹۹۵ ناطقی الهی بعد از بررسی چند روش مقاوم‌سازی، روش بادبند فولادی قاب بتنی را به عنوان مناسب‌ترین روش تشخیص داده و خاطر نشان می‌کند که تحلیل ساختمان باد بندی شده نتایج خوبی را از کاهش تغییر مکان افقی نشان می‌دهد[۴].

در سال ۲۰۰۳ ماهری و همکاران، گزارشی از یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی را ارائه کردند. نتایج این آزمایش نشان داد که شکست نهایی قاب با شکست بادبند کششی و بلافاصله بعد از آن، با شکست کمانشی بادبند فشاری صورت گرفته است. آنها به این نتیجه رسیدند که رفتار بادبند کششی بر رفتار قاب حاکم است. از دیگر نتایج این آزمایش‌ها افزایش قابل توجه مقاومت آن بود که تا سه برابر افزایش یافته است. هم چنین استفاده تنها یک بادبند (فشاری و یا کششی) ظرفیت قاب را بیش از صد در صد

2- AvtarS.Pall

1- Goel and Lee

ساختمان خاص است و پژوهشی برای تعیین نیروی لغزش بهینه در میراگر و مقایسه عملکرد سازه مجهز به میراگر با حالت بدون میراگر انجام نشده است در این پژوهش سطوح عملکرد قاب‌های خمشی بتن مسلح با ترازهای ارتفاعی مختلف با بادبندهای هم محور در حالت با و بدون میراگرهای اصطکاکی، بررسی می‌شوند. نتایج نشان می‌دهند که عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مجهز به میراگر اصطکاکی در نیروی لغزش بهینه نسبت به قاب خمشی و نیز قاب مهاربندی شده بهتر است.

## ۲- میراگرهای اصطکاکی پال

این سیستم اولین بار به وسیله‌ی پال و مارچ<sup>۱</sup> در سال ۱۹۸۲ معرفی شد [۷]. ساز و کار این سیستم ایجاد سطوح اصطکاک لغزشی در محل تقاطع بادبندهاست. برای قاب‌های ساختمانی، این میراگرها را می‌توان در بادبندهای کششی ضربدری، قطری تک و چورن به کار برد. این میراگر از چند سری ورقه‌های فولادی به‌گونه‌ای ساخته شده است که دارای بیشترین سطح اصطکاک بوده و به وسیله‌ی بولت‌های فولادی پر مقاومت به یکدیگر بسته شده‌اند. این میراگرها در برابر بار باد، لغزش نمی‌کنند اما در تحریکات جدی لرزه‌ای، برای بار بهینه‌ای که پیش از آن برای آن طراحی شده‌اند، پیش از آنکه اعضای سازه‌ای تسلیم شوند وارد عمل شده و سهم زیادی از انرژی لرزه را از بین می‌برند. این کار به سازه این امکان را می‌دهد که به صورت الاستیک باقی مانده و تسلیم آن تا وقوع زلزله‌ی شدیدتری به عقب بیافتد. خصوصیت دیگر سازه‌ی مجهز به میراگر اصطکاکی آن است که پریود طبیعی آن با دامنه ارتعاش تغییر می‌کند. لذا از پدیده‌ی رزونانس جلوگیری به عمل می‌آید.

اولین مدل میراگر اصطکاکی پال در مهاربند چورن در

بیشتر خواهد شد. رفتار غیر ارتجاعی میراگرها و قرارگیری آنها در نقاط مختلف یک سازه، سبب اتلاف انرژی ورودی ناشی از تحریک زمین لرزه می‌شوند. همچنین در سازه‌های با اهمیت زیاد می‌توان با انتخاب مناسب پارامترهای طراحی، از ورود اعضای اصلی سازه‌ای به محدوده‌ی رفتار غیر ارتجاعی که سبب خرابی‌های موضعی در نقاطی از آنها می‌شود جلوگیری کرد و یا آنرا به کمترین رسانید.

در سال ۱۹۸۶ یک قاب سه طبقه مجهز به میراگر اصطکاکی بر روی میز لرزه قرار گرفت و زلزله‌ای با بیشینه‌ی شتاب  $0.9g$  بر سازه اعمال شد اما به قاب هیچگونه خسارتی وارد نشد، در حالی که همان قاب بدون وجود مهاربند مجهز به میراگر در سطوح لرزه‌ای بسیار پایین دچار خرابی‌های گسترده‌ای شد [۸]. در سال ۱۹۸۸ یک قاب ۹ طبقه و سه دهانه با میراگرهای اصطکاکی بر روی میز لرزه قرار گرفت. تمامی اعضای قاب دارای میراگر تا شتاب  $0.84g$  در محدوده‌ی الاستیک باقی ماندند، در حالی که قاب خمشی آن به تنهایی قادر به تحمل شتاب  $0.3g$  بوده است [۹]. واثقی و همکاران در سال ۲۰۱۰ و ۲۰۱۱ عملکرد میراگر اصطکاکی دورانی را در قاب‌های بادبندی شورون و خارج از مرکز بررسی کردند و نیروی لغزش بهینه برای این نوع از میراگرها را به دست آوردند [۱۰، ۱۱]. تاکنون سازه‌های بسیاری با استفاده از میراگرهای اصطکاکی مقاوم سازی شده‌اند که از آن جمله می‌توان به ساختمان ایتون در مونترال [۱۲]، اداره کل دادگستری اوتاوا [۱۳]، ساختمان‌های لا گاردنیا در هندوستان [۱۴]، منبع ذخیره آب در ساکرامنتو کالیفرنیا [۱۵]، کارخانه‌ی هواپیماسازی بوئینگ در واشنگتون [۱۶] و بسیاری سازه‌های دیگر اشاره کرد.

از آنجا که بیشتر پژوهش‌های گذشته محدود به استفاده از بادبند فلزی در ساختمان بتنی بدون میراگر و یا کارهای آزمایشگاهی بر روی میراگر و به کارگیری آن در یک

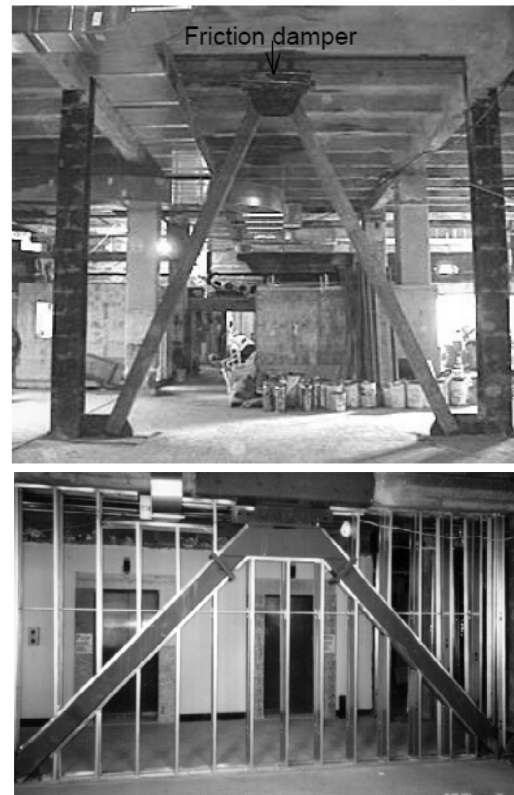
است در نیروی لغزش کم مقاطع میراگر تأثیری در محاسبات نداشته و نیروی لغزش تعیین کننده ظرفیت خواهد بود. نحوه عملکرد این میراگر با ایجاد اصطکاک تحت اثر نیروی جانبی برشی است که منجر به حرکت میراگر و ایجاد لغزش در آن می‌شود.

## ۱-۲- روش طراحی میراگر اصطکاکی پال

روش طراحی میراگر اصطکاکی پال به گونه‌ای است که در برابر بارهای سرویس معمولی و زلزله‌های خفیف لغزش پیدا نکند. یعنی از پیش، برای نیروی خاصی طراحی می‌شود که تا پیش از وارد شدن آن، سازه به صورت ارتجاعی باقی بماند. اما بعد از آن نیروی خاص، لغزش اتفاق افتاده و میراگر اصطکاکی انرژی زیادی را جذب می‌کند و به تبع آن پرورد طبیعی سازه نیز تغییر می‌کند. باید توجه داشت قبل از هر تغییر شکل غیر الاستیک اعضای اصلی سازه، این دستگاه باید به کار بیفتد.

میزان انرژی مستهلک شده به وسیله این میراگر برابر حاصل ضرب بار لغزش در میزان جا به جایی تمامی میراگرها است. در واقع انرژی مستهلک شده به بار تعیین شده برای لغزش میراگرهای اصطکاکی وابسته است. بدیهی است اگر نیروی لازم برای لغزش میراگر از ظرفیت نهایی مهاربند بیشتر باشد، هیچ لغزشی رخ نداده و انرژی تلف نمی‌شود، پس سازه شبیه یک قاب بادبندی عمل می‌کند. از طرفی اگر نیروی لازم برای لغزش صفر باشد، استهلاک انرژی ناشی از لغزش رخ نمی‌دهد و سازه شبیه به یک قاب خمشی مقاوم رفتار می‌کند. در بین دو حالت حدی، بار لغزش بهینه وجود دارد که از یک سری تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی به دست می‌آید، در واقع بهترین پاسخ، زمانی به دست می‌آید که تفاوت میان انرژی ورودی و انرژی مستهلک شده کمینه شود، در این صورت نیروی آستانه لغزش بهینه خواهد شد.

جهت مقاوم‌سازی لرزه‌ای ساختمان ایتون کانادا آزمایش شد. مدل‌سازی به صورت ترکیب مهاربند و میراگر انجام شد و نیروی متناظر تسلیم غیرخطی همان نیروی لغزش لحاظ شده است. [۱۲] شکل ۱، چگونگی قرار گرفتن آن را در دو ساختمان مختلف در مهاربند شون نشان می‌دهد.



شکل (۱) به کارگیری میراگر اصطکاکی پال در مهاربند چورون (الف): ساختمان ایتون در مونترال [۱۲] (ب): ساختمان اداره کل دادگستری اوتاوا [۱۳]

در این پژوهش مدل‌سازی میراگر، بر اساس مدل استفاده شده به وسیله شرکت پال در ساختمان ایتون صورت گرفته است. ارتفاع میراگر ۲۵ سانتی متر و طول تیر نگه دارنده آن ۵۰ سانتی متر و مقطع آن مانند مقطع مهاربند متناظر آن در نظر گرفته شده است به گونه‌ای که در نیروی لغزش زیاد ظرفیت آن برابر ظرفیت مهاربند است. واضح

## ۲-۲- معرفی المان استفاده شده برای مدل سازی میراگر اصطکاکی

نوع المان انتخابی در نرم افزار SAP2000 المان پلاستیک غیر خطی ون<sup>۱</sup> است. ویژگی های این نوع المان می تواند برای هر درجه آزادی دلخواه معرفی شود. رفتار المان در هر جهت مستقل از جهت دیگر است. رابطه ی نیرو - تغییر شکل به صورت زیر تعریف می شود:

$$f = \text{ratio}(k).d + (1 - \text{ratio})\text{yield}(z) \quad (۱)$$

در رابطه ی فوق  $k$  ثابت فنر، Yield نیروی داخلی متناظر تسلیم،  $\text{ratio}$  نسبت سختی پس از تسلیم به سختی الاستیک،  $(k)$  و  $z$  متغیر هیسترتیک داخلی است که بر اساس معادلات زیر به دست می آیند .

اگر  $d > 0$

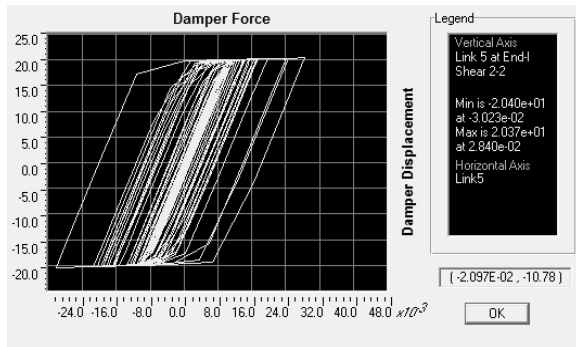
$$z = \frac{k}{\text{yield}} d (1 - |z|^{\text{exp}}) \quad (۲)$$

اگر  $d < 0$

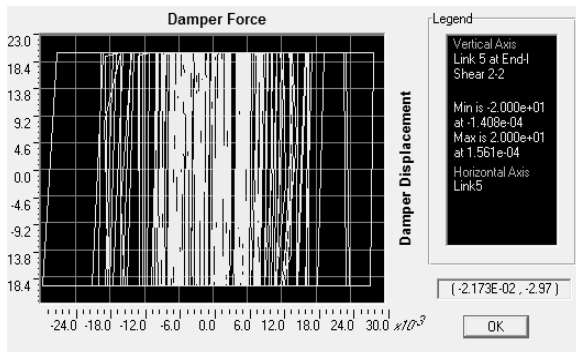
$$z = \frac{k}{\text{yield}} d \quad (۳)$$

Exp شاخصی است که مقداری بزرگتر یا مساوی یک دارد. محدوده انتخاب عملی این متغیر تا ۲۰ است. در معرفی این المان پارامترهای سختی سازه، نیروی تسلیم، نسبت سختی بعد از تسلیم و مقدار توان exp مهم است. سختی الاستیک المان برابر با سختی حالت غیر خطی آن را در نظر گرفته می شود.

در شکل ۲ نمودار هیسترتیزس به دست آمده از مدل سازی این المان در نرم افزار SAP2000 با مقادیر مختلف از مشخصات بیان شده، ترسیم ani است. اعداد زیر نویس شکل ها از چپ به راست به ترتیب سختی، نیروی حد تسلیم، نسبت سختی بعد از تسلیم و عدد توان exp است.



(الف)



(ب)

شکل (۲) منحنی هیسترتیزس مربوط به المان با مشخصات

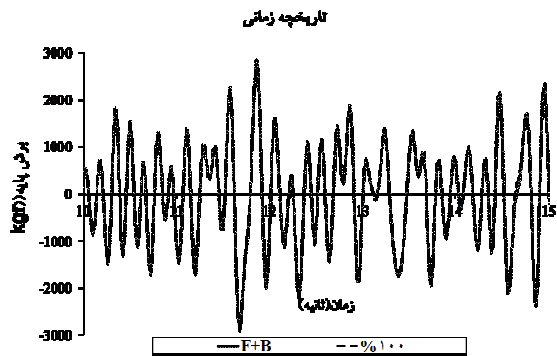
الف:  $10 \times 0.01 \times 20 \times 2000$  و ب:  $20 \times 20 \times 100000$

شکل ۲ - (ب) مشابه رفتار بار - تغییر مکان میراگر اصطکاکی پال بوده و پارامترهای مدل سازی آن برای نسبت سختی بعد از تسلیم صفر و سختی  $k$ ، ۱۰۰۰۰ لحاظ می شود. توان exp، ۲۰ فرض می شود این پارامترها از نتایج پژوهش مرجع [10,11] به دست آمده است.

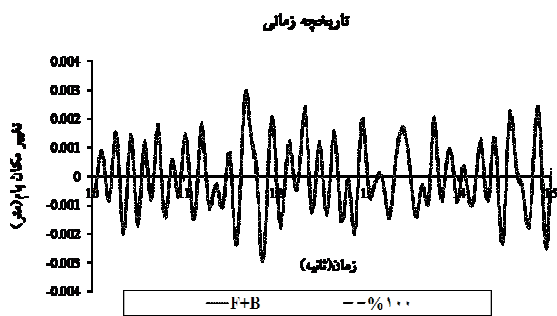
## ۳-۳- مطابقت مدل سازی

با وجود این که درستی استفاده از المان ون در نرم افزار SAP2000 در مدل سازی میراگر اصطکاکی به وسیله ی نگارنده در مرجع [10] در مقایسه نتایج تحلیل دینامیکی با نتایج آزمایشگاهی یک قاب به اثبات رسیده است در این پژوهش با مقایسه نتایج تحلیل دینامیکی قاب مجهز به میراگر برای دو حالت حدی نیروی لغزش صفر و نیروی

1- Wen (Plastic)



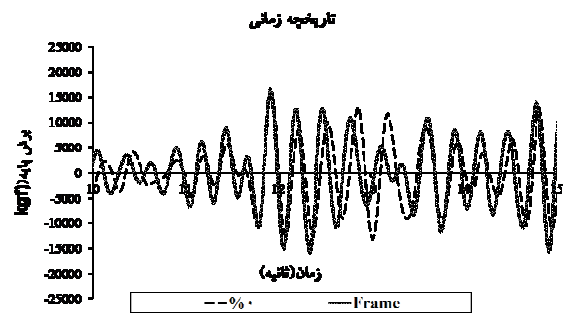
شکل (۵) مقایسه تاریخچه‌ی زمانی برش پایه قاب مجهز به میراگر با بار لغزش زیاد و قاب مهاربندی



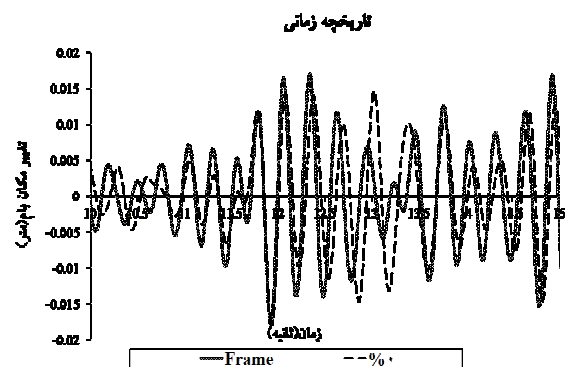
شکل (۶) مقایسه تاریخچه‌ی زمانی تغییر مکان قاب مجهز به میراگر با بار لغزش زیاد و قاب مهاربندی

در شکل‌های ۳ و ۴ نتایج مقایسه‌ی تاریخچه‌ی زمانی برش پایه و تغییر مکان بام در دو حالت قاب مجهز به میراگر و بار لغزش آمده است. هنگامی که بار لغزش میراگر برابر با صفر باشد، قاب مدل شده رفتاری شبیه به قاب بدون بادبند خواهد داشت و خروجی‌هایی مانند تغییر مکان بام و برش پایه با تقریب مناسبی برهم منطبق است. در شکل‌های ۵ و ۶، صحت مدل‌سازی در حالت قاب مجهز به میراگر و قاب مهاربندی نمودارها شامل تاریخچه‌ی زمانی تغییر مکان بام و برش پایه بررسی شده است. در حالت قاب مهاربندی و قاب مجهز به میراگر با بار لغزش ۱۰۰٪، پاسخ‌ها برهم منطبق است و بنابراین با انجام تحلیل و کنترل پاسخ‌ها آنچه نمایان شد، انطباق قابل قبول دو مدل رفتاری نسبت به حالات دیگر است. این انطباق نشان دهنده‌ی صحت

لغزش بزرگتر از ظرفیت نهایی با نتایج قاب خمشی و قاب خمشی با بادبند نیز بررسی شد. به این منظور یک قاب یک طبقه سه دهانه به طول هر دهانه ۶ متر و ارتفاع ۳/۲ متر مدل شد. پس از انجام تحلیل استاتیکی خطی و طراحی اعضای قاب، مدل سازی میراگر در قاب مجهز به بادبند همگرا انجام می‌شود. سپس تحت تحریک مولفه افقی زلزله‌ی بم با شتاب ۰.۳۵g، تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی گذرا (FNA) روی قاب انجام می‌شود و نتایج حاصل شامل نمودارهای تاریخچه‌ی زمانی تغییر مکان بام و برش پایه در قاب‌های با بار لغزش ۰٪ با قاب خمشی و قاب‌های با نیروی لغزش ۱۰۰٪ با قاب مهاربندی شده مقایسه می‌شود.



شکل (۳) مقایسه تاریخچه‌ی زمانی برش پایه قاب مجهز به میراگر با بار لغزش صفر و قاب خمشی



شکل (۴) مقایسه تاریخچه‌ی زمانی تغییر مکان قاب مجهز به میراگر با بار لغزش صفر و قاب خمشی

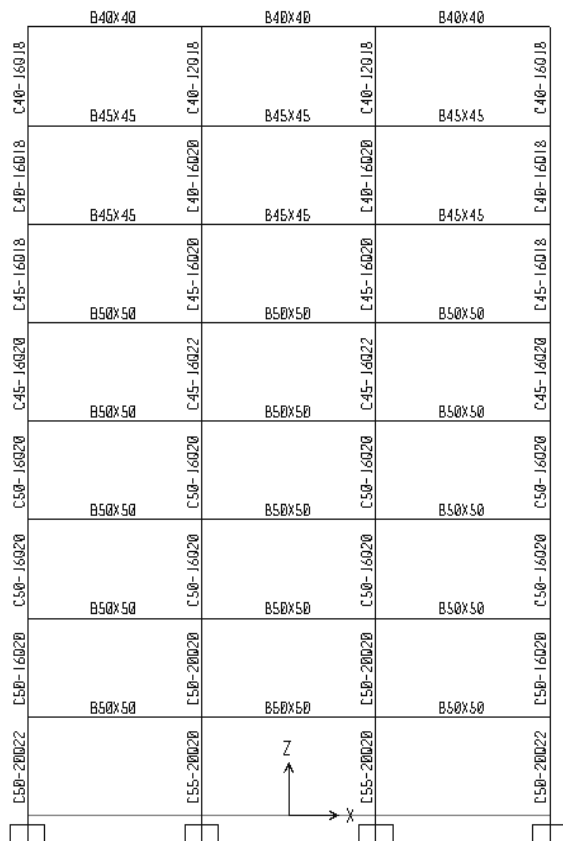
نحوه‌ی مدل‌سازی و خروجی‌ها است.

#### ۴- مدل‌های بررسی شده

قاب‌های مطالعه شده قسمتی از ساختمانی با سیستم قاب خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط در دو جهت و دارای سه دهانه در هر جهت است، عرض دهانه در جهت X و Y برابر ۶ متر بوده که در کلیه مدل‌ها، ارتفاع طبقات 3.20 متر است. این ساختمان در منطقه‌ای با خطر لرزه‌خیزی بالا و بر روی خاک تپ II بنا شده و دارای سقف تیرچه بلوک است. کاربری ساختمان در تمامی طبقات مسکونی بوده و ضریب رفتار آن ۷ در نظر گرفته شده است. بارهای ثقلی وارد بر ساختمان شامل بارهای مرده و زنده است. مقدار بارهای مرده بر اساس جزییات اجرایی سقف‌ها و دیوارها  $DL=700 \text{ Kg/m}^2$  و مقدار بارهای زنده بر اساس کاربری برای بام  $LL=150 \text{ Kg/m}^2$  و برای طبقات  $LL=200 \text{ Kg/m}^2$  تعیین می‌شود که به صورت خطی و با توجه به عرض سطح بارگیر هر قاب که ۶ متر فرض شده به تیرهای طبقات وارد می‌شوند. شکل ۷ نمایی از قاب‌های ۸ طبقه با مقاطع در نظر گرفته شده برای آنها را نشان می‌دهد. سپس قاب‌ها، تحت تحلیل استاتیکی خطی بر اساس ضوابط آیین‌نامه ACI 318-99 قرار می‌گیرند، دلیل انتخاب چنین مقاطعی این است که سازه باید از لحاظ مقاومتی ضعیف باشد تا مقاوم سازی آن توجیه پیدا کند.

#### ۴-۱- ارزیابی لرزه ای استاتیکی غیر خطی

در روش طراحی براساس عملکرد، عملکرد غیر خطی اجزای سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد و تغییر مکان به جای نیرو به عنوان مناسب‌ترین شاخص رفتاری مطرح می‌شود. هدف بهسازی از مجموعه‌ای از سطوح خطر و مجموعه‌ای از سطوح عملکرد تشکیل شده که مجموعه اول میزان خطر را مشخص می‌کند.



شکل (۷) نمایی از قاب‌های ۸ طبقه

در این حالت انتظار می‌رود که ساختمان مقاوم سازی شده تحت اثر زلزله سطح خطر-۱ ایمنی جانی ساکنین را تأمین کند. در این پژوهش، طیف طرح از حاصل ضرب مقادیر طیف بازتاب ساختمان و شتاب مبنای طرح حاصل شده است. شتاب مبنای طرح سطح خطر-۱ برای تهران مقدار ۰.۳۵ است که از نقشه پهنه بندی شتاب با دوره بازگشت ۴۷۵ سال استفاده شده است. همچنین برای کلیه قاب‌ها از روش اول توزیع نوع اول در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای یعنی توزیع متناسب با توزیع بارجانبی در روش استاتیکی خطی استفاده شده و برای توزیع نوع دوم از توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود استفاده شده است بار جانبی که به ترتیب فوق انتخاب می‌شود جداگانه در دو جهت مثبت و منفی به

محصور شدگی<sup>۱</sup> یا محصور نشدگی<sup>۲</sup> عضو است. با توجه به اینکه مقدار  $\frac{Vt}{bd\sqrt{f_c}}$  باید در هر پوش تعیین شده و بر اساس آن پارامترهای مدل‌سازی اصلاح شود ولیکن به دلیل تعداد حالت‌های مختلف پوش سازه این امر بسیار زمان‌بر است. بنابر این برای استخراج ضرایب مناسب، می‌توان با چشم‌پوشی کردن از این مقدار تنها به نسبت  $\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$  و شرایط محصور شدگی عضو پارامترهای مدل‌سازی تیر را استخراج کرد.

به عنوان نمونه پارامترهای a، b و c برای تعریف مفاصل پلاستیک در فواصل نسبی ۰.۵ در طول عضو برای تیرهای قاب ۵ طبقه و معیارهای پذیرش آنها در جداول ۱ و ۲ آورده شده است (خاطر نشان می‌شود که نام گذاری تیرها از تیر طبقه اول سمت چپ (عدد ۲۱) شروع شده و به تیر طبقه پنجم دهانه سمت راست (عدد ۳۵) ختم می‌شود). به همین ترتیب پارامترهای مفاصل پلاستیک برای تیرهای قاب‌های ۸ و ۱۰ طبقه تعریف می‌شوند.

جدول (۱) پارامترهای لازم برای تعریف مفاصل پلاستیک در تیرهای

قاب ۵ طبقه

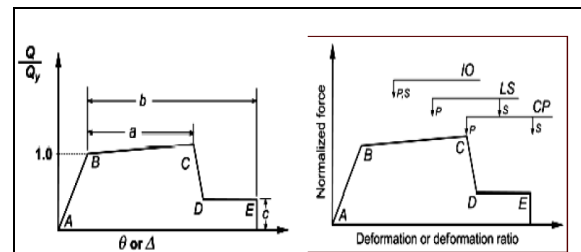
|    | $(\rho-\rho')/\rho_{bal}$ |              |        |
|----|---------------------------|--------------|--------|
|    | وسط دهانه                 | انتهای دهانه |        |
| 21 | 0.309                     | -0.820       | -0.815 |
| 22 | 0.292                     | -0.811       | -0.813 |
| 23 | 0.345                     | -0.842       | -0.845 |
| 24 | 0.401                     | -0.887       | -0.891 |
| 25 | 0.407                     | -0.644       | -0.746 |
| 26 | 0.285                     | -0.832       | -0.832 |
| 27 | 0.278                     | -0.824       | -0.824 |
| 28 | 0.319                     | -0.851       | -0.851 |
| 29 | 0.384                     | -0.892       | -0.892 |
| 30 | 0.326                     | -0.727       | -0.727 |
| 31 | 0.309                     | -0.815       | -0.820 |
| 32 | 0.292                     | -0.813       | -0.811 |
| 33 | 0.345                     | -0.845       | -0.842 |
| 34 | 0.401                     | -0.891       | -0.887 |
| 35 | 0.407                     | -0.746       | -0.644 |

جدول (۲) پارامترهای تعریف مفاصل در وسط دهانه تیرهای قاب ۵ طبقه

سازه وارد می‌شود و رابطه‌ی برش پایه تغییر مکان نقطه‌ی کنترل تا ۱/۵ برابر تغییر مکان هدف ثبت می‌شود [۱۷].

#### ۴-۲- معرفی پارامترهای مربوط به مفاصل پلاستیک

هر مفصل پلاستیک به صورت یک مفصل نقطه‌ای مجزا مدل می‌شود. تمامی تغییر شکل‌های پلاستیک چه انتقالی یا دورانی در این مفصل نقطه‌ای روی می‌دهد. طول مفصل پلاستیک بیشتر نسبتی از طول عضو و تابعی از عمق مقطع به ویژه در مفاصل خمشی است. کاربرد با معرفی تعداد زیادی مفصل می‌تواند توزیع پلاستیسیته شدن در طول المان را به صورت نسبی در نظر بگیرد. در این پژوهش مفاصل پلاستیک در ستون‌ها در فواصل نسبی ۰ و ۱ و برای تیرها در فواصل نسبی ۰، ۰.۵ و ۱ در طول عضو معرفی می‌شوند. در شکل زیر منحنی‌های مفاصل پلاستیک مقادیر نیرو و تغییر شکل‌های پس از تسلیم مشخص شده است.



شکل (۸) منحنی رفتار اعضای سازه و پارامترهای مدل‌سازی

#### ۴-۳- معیارهای پذیرش

۴-۳-۱- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در

تیرها بر اساس مفاد دستور العمل بهسازی لرزه‌ای، مقادیر مورد نیاز برای تعیین ضرایب a، b و c و نیز معیارهای

پذیرش تعیین می‌شوند. این مقادیر در تیر شامل  $\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$

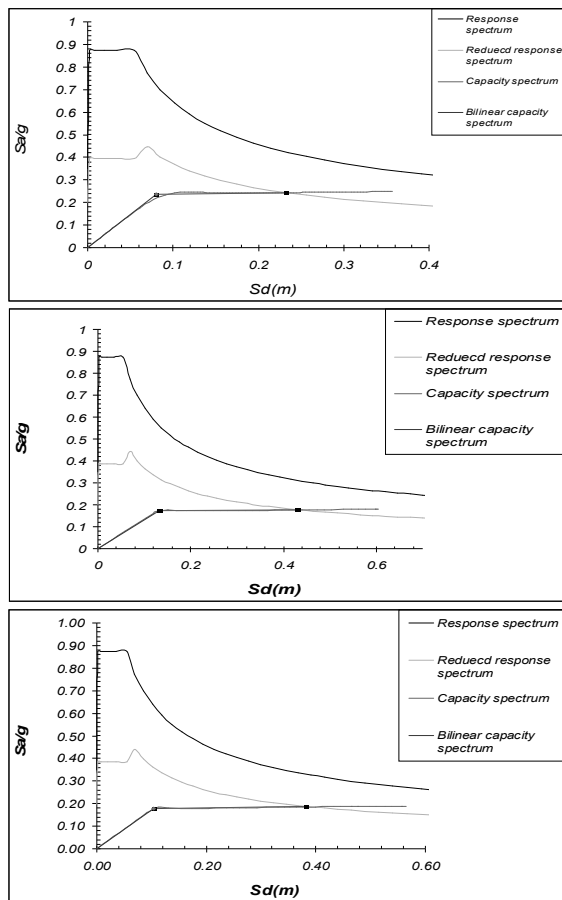
و  $\frac{Vt}{bd\sqrt{f_c}}$  و وضعیت خاموت‌گذاری در نواحی بحرانی

(محل‌های احتمالی مفاصل پلاستیک) یا همان شرایط

1- Confirming

2- Nonconforming





شکل (۹) از بالا به پایین، بدست آوردن جابجایی تقاضا در قاب ۵، ۸ و ۱۰ طبقه

|    | مفصل وسط دهانه |          |      |
|----|----------------|----------|------|
|    | a              | b        | c    |
| 21 | 0.021909       | 0.037637 | 0.05 |
| 22 | 0.022085       | 0.038338 | 0.05 |
| 23 | 0.02155        | 0.036201 | 0.05 |
| 24 | 0.020985       | 0.033942 | 0.05 |
| 25 | 0.020934       | 0.033737 | 0.05 |
| 26 | 0.022153       | 0.038613 | 0.05 |
| 27 | 0.022223       | 0.038892 | 0.05 |
| 28 | 0.021813       | 0.037252 | 0.05 |
| 29 | 0.021155       | 0.034621 | 0.05 |
| 30 | 0.021741       | 0.036963 | 0.05 |
| 31 | 0.021909       | 0.037637 | 0.05 |
| 32 | 0.022085       | 0.038338 | 0.05 |
| 33 | 0.02155        | 0.036201 | 0.05 |
| 34 | 0.020985       | 0.033942 | 0.05 |
| 35 | 0.020934       | 0.033737 | 0.05 |

#### ۴-۳-۲- پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش در

#### ستون‌ها

برای مدل کردن مفاصل پلاستیک در ستون‌ها از پارامترهای پیش فرض مفاصل پلاستیک در برنامه SAP2000 با عنوان مفاصل P-M3 استفاده شده است. مفاصل در طول نسبی ۰ و ۱ از طول ستون‌ها اختصاص داده شده است.

#### ۵- قاب‌های بتنی بدون مهاربند

در این پژوهش تغییر مکان هدف از روش طیف ظرفیت محاسبه شده و در شکل ۹ نمودار پوش‌آور در مختصات ADRS در قاب‌های ۵، ۸ و ۱۰ طبقه آمده است.

اعدادی که از این نمودارها بدست می‌آیند، با روابط مربوط به تغییر مکان بام تبدیل شده و در جدول ۳ می‌آیند:

جدول (۳) تغییر مکان هدف قاب‌ها

| قاب بتنی مورد نظر | نقطه عملکرد (ADRS) | تغییر مکان بام در نقطه عملکرد (متر) |
|-------------------|--------------------|-------------------------------------|
| ۵ طبقه            | ۰.۲۳۳              | ۰.۳۲۶                               |
| ۸ طبقه            | ۰.۳۸۲              | ۰.۴۷۸                               |
| ۱۰ طبقه           | ۰.۴۲۹              | ۰.۵۵۲                               |

#### ۵-۱- تلاش‌های کنترل شونده به وسیله تغییر

#### شکل

با توجه به اینکه هدف بهسازی و سطوح عملکرد انتخابی برای این ساختمان تأمین ایمنی جانی در سطح خطر-۱ است، به ارزیابی نتایج آنالیز استاتیکی غیرخطی پرداخته می‌شود. برای اینکه سازه جواب‌گوی سطح این عملکرد باشد، نباید در تغییر مکان هدف، هیچ کدام از مفاصل سازه در محدوده‌ی تغییر شکل‌های فراتر از معیارهای پذیرش ایمنی جانی قرار گیرند. نحوه‌ی تشکیل مفاصل پلاستیک در تغییر مکان هدف در قاب‌های بررسی شده در جدول زیر آورده شده است.

جدول (۴) نحوه‌ی تشکیل مفاصل پلاستیک در تغییر مکان هدف در

قاب‌های خمشی

| معیار   | IO-LS<br>(ایمنی پذیرش قاب) | LS-CP<br>(آستانه فروریزش) | CP-C<br>(فروریزش) | C-D | D-E | کل مفاصل پلاستیک غیرخطی | گام پوش |
|---------|----------------------------|---------------------------|-------------------|-----|-----|-------------------------|---------|
| ۵ طبقه  | ۲۲                         | ۲                         | ۰                 | ۰   | ۶   | ۸۵                      | ۶۰      |
| ۸ طبقه  | ۳۰                         | ۳                         | ۰                 | ۰   | ۳   | ۱۳۶                     | ۳۲      |
| ۱۰ طبقه | ۳۹                         | ۱                         | ۰                 | ۰   | ۳   | ۱۷۰                     | ۲۹      |

### ۲-۵- تلاش‌های کنترل شونده با نیرو

در اعضای اصلی و غیر اصلی کنترل شونده با نیرو، باید نیروهای طراحی کوچک‌تر از کرانه پایین مقاومت اعضاء با در نظر گرفتن کلیه تلاش‌هایی که هم‌زمان بر عضو وارد می‌شوند، باشند.

### ۲-۵-۱- کنترل برش در تیرها

در این مرحله ظرفیت‌های برشی اعضاء تیر در تغییر مکان هدف در بارگذاری پوش براساس مقررات مبحث نهم مقررات ملی از نرم افزار استخراج شده و نتایج به صورت جداول ۵، ۶ و ۷ ارائه شده است.

جدول (۵) کنترل برش تیرها در سازه ۵ طبقه

| طبقه    | مقطع تیر | گام پوش | نیروی برشی موجود | نیروی برشی مجاز |
|---------|----------|---------|------------------|-----------------|
| Story 1 | B45*45   | 60      | 280.58           | 283.34          |
| Story 2 | B45*45   | 60      | 282.336          | 283.34          |
| Story 3 | B45*45   | 60      | 258.574          | 283.34          |
| Story 4 | B45*45   | 60      | 176.61           | 283.34          |
| Story 5 | B40*40   | 60      | 188.168          | 231.44          |

جدول (۶) کنترل برش تیرها در سازه ۸ طبقه

| طبقه    | مقطع تیر | گام پوش | نیروی برشی موجود | نیروی برشی مجاز |
|---------|----------|---------|------------------|-----------------|
| Story ۱ | B50*50   | ۳۲      | ۳۲۵.۰۶           | ۳۴۰             |
| Story ۲ | B50*50   | ۳۲      | ۳۳۹.۹۳           | ۳۴۰             |
| Story ۳ | B50*50   | ۳۲      | ۳۲۵.۲۵           | ۳۴۰             |
| Story ۴ | B50*50   | ۳۲      | ۳۰۹.۰۲           | ۳۴۰             |
| Story ۵ | B50*50   | ۳۲      | ۲۸۶.۷۶           | ۳۴۰             |
| Story ۶ | B45*45   | ۳۲      | ۲۴۱.۷۴           | ۲۸۳.۳۴          |
| Story ۷ | B45*45   | ۳۲      | ۲۰۹.۴۵           | ۲۸۳.۳۴          |
| Story ۸ | B40*40   | ۳۲      | ۱۵۶.۲۲           | ۲۳۱.۴۴          |

جدول (۷) کنترل برش تیرها در سازه ۱۰ طبقه

| طبقه     | مقطع تیر | گام پوش | نیروی برشی موجود | نیروی برشی مجاز |
|----------|----------|---------|------------------|-----------------|
| ۱ Story  | B55*55   | ۲۹      | ۳۶۴.۸۹           | ۴۶۸.۶۷          |
| ۲ Story  | B55*55   | ۲۹      | ۳۸۰.۷۲           | ۴۶۸.۶۷          |
| ۳ Story  | B55*55   | ۲۹      | ۳۷۷.۱۳           | ۴۶۸.۶۷          |
| ۴ Story  | B50*50   | ۲۹      | ۳۳۱.۷۷           | ۳۴۰             |
| ۵ Story  | B50*50   | ۲۹      | ۳۲۰.۹۱           | ۳۴۰             |
| ۶ Story  | B50*50   | ۲۹      | ۲۹۷.۷۲           | ۳۴۰             |
| ۷ Story  | B50*50   | ۲۹      | ۲۶۷.۴۳           | ۳۴۰             |
| ۸ Story  | B50*50   | ۲۹      | ۲۴۸.۲۳           | ۳۴۰             |
| ۹ Story  | B45*45   | ۲۹      | ۲۰۳.۶۲           | ۲۸۳.۳۴          |
| ۱۰ Story | B45*45   | ۲۹      | ۱۵۷.۲۶           | ۲۸۳.۳۴          |

در تغییر مکان هدف در همه قاب‌ها و در همه تیرها مقدار نیروی برشی کمتر از ظرفیت برشی است.

### ۲-۵-۲- کنترل برش در ستون‌ها

برای به دست آوردن ظرفیت برشی در ستون‌ها، نیروی برشی در تغییر مکان هدف در قاب‌های ۵، ۸ و ۱۰ طبقه در ترکیب بار پوش از نرم افزار استخراج شده و نتایج در جداول ۸، ۹ و ۱۰ آورده شده است.

جدول (۸) کنترل برش ستون‌ها در سازه ۵ طبقه

| طبقه    | مقطع ستون | گام پوش | نیروی برشی موجود | نیروی برشی مجاز |
|---------|-----------|---------|------------------|-----------------|
| ۱ Story | C45*45    | ۶۰      | ۲۳۹.۶۴           | ۲۸۳.۳۴          |
| ۲ Story | C45*45    | ۶۰      | ۲۵۷.۵۹           | ۲۸۳.۳۴          |
| ۳ Story | C45*45    | ۶۰      | ۲۲۲.۲۹           | ۲۸۳.۳۴          |
| ۴ Story | C45*45    | ۶۰      | ۱۵۱.۶            | ۲۸۳.۳۴          |
| ۵ Story | C40*40    | ۶۰      | ۷۷.۴۰۶           | ۲۳۱.۴۴          |

بنابراین در تغییر مکان هدف در تمامی قاب‌ها، مقدار نیروی برشی موجود کمتر از ظرفیت برشی ستون‌ها است.

جدول (۹) کنترل برش ستون ها در سازه ۸ طبقه

| طبقه    | مقطع ستون | گام پوش | نیروی برشی موجود | نیروی برشی مجاز |
|---------|-----------|---------|------------------|-----------------|
| ۱ Story | C55*55    | ۳۲      | ۳۳۷.۰۴           | ۴۸۵.۸           |
| ۲ Story | C50*50    | ۳۲      | ۳۳۹.۰۲           | ۳۴۰             |
| ۳ Story | C50*50    | ۳۲      | ۳۲۲.۱۳           | ۳۴۰             |
| ۴ Story | C50*50    | ۳۲      | ۳۱۲.۸۹           | ۳۴۰             |
| ۵ Story | C45*45    | ۳۲      | ۲۶۶.۷۸           | ۲۹۰.۶۱          |
| ۶ Story | C45*45    | ۳۲      | ۲۲۹.۳۶           | ۲۹۰.۶۱          |
| ۷ Story | C40*40    | ۳۲      | ۱۵۱.۴۸           | ۲۳۱.۴۴          |
| ۸ Story | C40*40    | ۳۲      | ۸۷.۹۲            | ۲۳۱.۴۴          |

بادبندها باید با رفتار کنترل شونده به وسیله تغییر شکل در نظر گرفته شوند. در مدل سازی رفتار غیرخطی بادبندها با توجه تفاوت در کشش و فشار این المانها از رابطه استفاده می شود که در آن  $T_{CE}$  و  $P_{CL}$  به ترتیب برابر مقاومت مورد انتظار اعضای تحت کشش و کرانه ای پایین مقاومت اعضای تحت فشار است. همچنین  $\Delta_t$  تغییر شکل محوری در بار مانند تنش کششی حد تسلیم و  $\Delta_c$  تغییر شکل محوری در بار کمانشی مورد نظر است.

$$Q_{CE} = T_{CE} = AF_{ye} \quad , \quad Q_{CL} = T_{CL} = 1.7F_{os}.A \quad (۴)$$

$$\Delta_t = \frac{PL}{AE} = \frac{F_{ye}.L}{E} \quad , \quad \Delta_c = \frac{PL}{AE} = \frac{1.7F_{os}.L}{E}$$

برای مهاربند هشتی طول مهاربند برابر است با طول کل آن شامل ورق های اتصال انتهایی و طول مؤثر برابر ۰.۸ طول کل مهاربند برای کمانش درون صفحه ای و برابر طول کل مهاربند برای کمانش خارج صفحه خواهد بود.

جدول (۱۰) کنترل برش ستون ها در سازه ۱۰ طبقه

| طبقه     | مقطع ستون | گام پوش | نیروی برشی موجود | نیروی برشی مجاز |
|----------|-----------|---------|------------------|-----------------|
| ۱ Story  | C55x55    | ۲۹      | ۳۸۴.۷۴           | ۵۴۵.۳۵          |
| ۲ Story  | C55x55    | ۲۹      | ۴۴۲.۴            | ۵۴۵.۳۵          |
| ۳ Story  | C55x55    | ۲۹      | ۴۱۶.۱۵           | ۵۴۵.۳۵          |
| ۴ Story  | C50*50    | ۲۹      | ۴۲۶.۲۱           | ۳۴۰             |
| ۵ Story  | C50*50    | ۲۹      | ۳۳۹.۰۹           | ۳۴۰             |
| ۶ Story  | C50*50    | ۲۹      | ۳۲۶.۰۶           | ۳۴۰             |
| ۷ Story  | C50*50    | ۲۹      | ۲۷۳.۱۹           | ۳۴۰             |
| ۸ Story  | C50*50    | ۲۹      | ۲۳۰.۹۲           | ۳۴۰             |
| ۹ Story  | C45*45    | ۲۹      | ۱۵۶.۷۷           | ۲۳۱.۴۴          |
| ۱۰ Story | C45*45    | ۲۹      | ۹۸.۴۳            | ۲۳۱.۴۴          |

جدول (۱۱) پارامترهای مدل سازی مهاربندها

| مقاطع   |       |       |        |        |        |          |          |       |       |
|---------|-------|-------|--------|--------|--------|----------|----------|-------|-------|
| UPN80۲  | ۲۲.۰۸ | ۴۳۸.۶ | ۱۳۵.۱۸ | ۵۷۴.۶  | ۳۷۹.۵  | ۵۸۲۹۱.۲  | ۱۴۲۴۴.۰۶ | ۰.۵۵۱ | ۰.۱۳۴ |
| UPN100۲ | ۲۶.۹۶ | ۴۳۸.۶ | ۱۱۹.۷  | ۷۳۶.۸  | ۵۰۶.۲۳ | ۷۱۲۸۰    | ۳۳۳۵۰.۹  | ۰.۵۵۱ | ۰.۱۷۹ |
| UPN120۲ | ۳۴.۰۸ | ۴۳۸.۶ | ۱۰۶.۴۲ | ۸۵۲.۹۴ | ۶۰۷.۱۷ | ۸۹۹۷۱.۲  | ۳۵۱۷۶.۸۵ | ۰.۵۵۱ | ۰.۳   |
| UPN140۲ | ۴۰.۸  | ۴۳۸.۶ | ۹۷.۵۴  | ۹۱۶.۷۱ | ۶۶۸.۹۴ | ۱۰۷۷۱۲   | ۴۶۳۷۶.۸  | ۰.۵۵۱ | ۰.۲۳۷ |
| UPN160۲ | ۴۸.۱۵ | ۴۳۸.۶ | ۸۹.۰۶  | ۹۸۰.۸۵ | ۷۳۲.۶۴ | ۱۲۷۱۱۶   | ۵۹۹۷۰.۷  | ۰.۵۵۱ | ۰.۲۶  |
| UPN180۲ | ۵۶.۰۸ | ۴۳۸.۶ | ۸۱.۹۷  | ۱۰۳۳.۸ | ۷۸۸.۰۷ | ۱۴۸۰۵۱.۲ | ۷۵۱۳۱.۷۸ | ۰.۵۵۱ | ۰.۲۸  |
| UPN200۲ | ۶۴.۵۹ | ۴۳۸.۶ | ۷۵.۹۳  | ۱۰۷۳.۶ | ۸۳۳.۰۹ | ۱۰۷۵۱۷.۶ | ۹۱۴۷۵.۷۳ | ۰.۵۵۱ | ۰.۲۹۶ |

پس از محاسبات مربوط به پارامترهای مدل سازی، پارامترهای مفاصل پلاستیک مهاربندها به صورت زیر تعریف می شوند:

برای مهاربند کششی:

$$a = 11\Delta_t \quad b = 14\Delta_t \quad c = 0.8 \quad (۵)$$

$$IO = 0.25\Delta_t \quad LS = 7\Delta_t \quad CP = 9\Delta_t$$

برای مهاربند فشاری:

$$a = 0.5\Delta_c \quad b = 8\Delta_c \quad c = 0.2 \quad (۶)$$

$$IO = 0.25\Delta_c \quad LS = 4\Delta_c \quad CP = 6\Delta_c$$

## ۶- اضافه کردن سیستم مهاربند فولادی

در ارزیابی سازه های با سیستم مهاربندی چورن، پس از محاسبه پارامترهای مدل سازی، مفاصل پلاستیک کنترل شونده به وسیله تغییر شکل در وسط طول عضو تعریف می شود. با تحلیل استاتیکی خطی طبق آیین نامه AISC-ASD 89 به گونه ای که نسبت تنش ها در آنها بین ۱ و ۰.۹ باشد، مقاطع لازم برای بادبندها به دست می آیند.

### ۶-۱- پارامترهای مدل سازی مهاربندها

بر اساس دستورالعمل بهسازی کشش و فشار محوری در

## ۶-۲- اختصاص مفاصل پلاستیک به مهار بندها

مهاربندها، نیروهای حاصل از زلزله را به صورت محوری تحمل می‌کنند و با توجه به اینکه نیروی محوری در اعضای سازه‌ای یکنواخت است، بنابراین در هر نقطه از طول مهاربند امکان ایجاد مفصل و گسیختگی وجود دارد. در ارزیابی سازه‌های با سیستم مهاربندی چورن، مفاصل پلاستیک در وسط طول عضو تعریف می‌شود و این مهاربندها کنترل شونده به وسیله‌ی تغییر شکل است.

## ۶-۳- تحلیل استاتیکی غیر خطی مدل مقاوم شده با مهاربند

با توجه به تغییر مشخصات مودی و پیوندهای اصلی سازه در اثر مقاوم سازی به وسیله مهاربندهای فولادی باید تغییر مکان هدف در تمامی قاب‌ها، دوباره محاسبه و تعیین شود.

جدول (۱۲) تغییر مکان هدف در قاب با مهاربند

| تغییر مکان بام در نقطه عملکرد (متر) | نقطه عملکرد (ADRS) | قاب بتنی مورد نظر |
|-------------------------------------|--------------------|-------------------|
| ۰.۱۲۴                               | ۰.۰۹۷۳             | ۵ طبقه            |
| ۰.۲۲۹                               | ۰.۱۷۹              | ۸ طبقه            |
| ۰.۲۶۵                               | ۰.۲۰۷              | ۱۰ طبقه           |

نحوه‌ی تشکیل مفاصل پلاستیک در تغییر مکان هدف در قاب‌ها این گونه است:

۱. در قاب ۵ طبقه، تنها در طبقات دوم و سوم که به ترتیب دارای مقطع مهاربند 2U160 و 2U140 بوده‌اند، مفصل پلاستیک در محدوده‌ی فراتر از سطح ایمنی جانی تشکیل شده و در هیچ مقطعی اعم از تیر، ستون و مهاربند مفصلی خارج از این محدوده قرار نگرفته است.

۲. در قاب ۸ طبقه، در مهاربندهای طبقات اول تا ششم با مقاطع 2U160، 2U140 و 2U120، مفصل پلاستیک در محدوده‌ی D تا E و در بادبند طبقه هفتم با مقطع 2U100،

مفصل پلاستیک در محدوده فروریزش تشکیل شده است. به علاوه در تیرهای طبقات سوم و چهارم نیز مفاصل پلاستیک در محدوده‌ی فراتر از سطح ایمنی جانی ایجاد شده است.

۳. در قاب ۱۰ طبقه، در بادبند طبقه اول تا ششم که از زوج ناودانی 2U160، 2U140 و 2U120 تشکیل شده است، مفصل پلاستیک در محدوده‌ی D تا E است و بادبند طبقه هفتم که دارای مقطع 2U100 بوده، مفصل پلاستیک در ناحیه‌ی LS تا CP است. در تیرهای طبقات سوم و چهارم نیز مفاصل پلاستیک در محدوده‌ی فراتر از سطح ایمنی جانی ایجاد شده است.

جدول (۱۳) نحوه‌ی تشکیل مفاصل پلاستیک در تغییر مکان هدف در

قاب‌های با مهاربند

| گام پوش | کل مفاصل پلاستیک غیرخطی | D-E | C-D | CP-C (فروریزش) | LS-CP (آستانه فروریزش) | IO-LS (ایمنی جانی) | معیار پذیرش قاب |
|---------|-------------------------|-----|-----|----------------|------------------------|--------------------|-----------------|
| ۴۶      | ۱۰۰                     | ۲   | ۰   | ۰              | ۰                      | ۹                  | ۵ طبقه          |
| ۵۳      | ۱۶۰                     | ۶   | ۰   | ۰              | ۴                      | ۱۴                 | ۸ طبقه          |
| ۲۰      | ۲۰۰                     | ۰   | ۱   | ۰              | ۵                      | ۶                  | ۱۰ طبقه         |

با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی در قاب مقاوم شده با مهاربند چورن، با وجود اینکه تمامی مدل‌های مقاوم شده دارای تغییر مکانی کمتر از تغییر مکان هدف قاب خمشی است و ارتقای عملکرد می‌یابند، اما به دلیل ایجاد مفاصل پلاستیک در محدوده‌ی فراتر از سطح ایمنی جانی و عدم رسیدن به سطح عملکرد مورد نظر، روش مقاوم‌سازی با مهاربند چورن به تنهایی برای قاب‌های مورد نظر مفید نیست و باید از وجود میراگرهای اصطکاکی در برای ارتقای عملکرد بهره گرفت.

## ۷- ارزیابی عملکرد میراگرهای اصطکاکی

### ۷-۱- مقادیر نیروی لغزش میراگر

برای تعیین میزان بار لغزش مناسب در سازه مجهز به

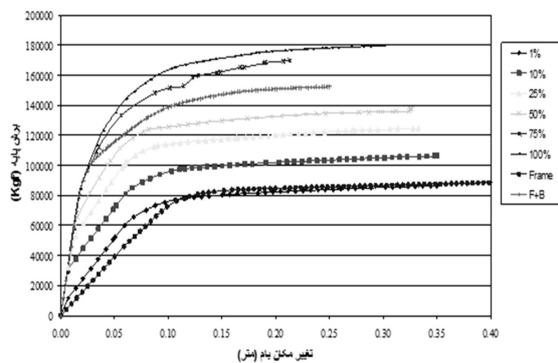
میزان تغییر مکان هدف کم می شود که این نشانگر بالا رفتن سختی قاب و سوق یافتن رفتار آن از قاب خمشی بتنی به سوی قاب مهاربندی شده است و می تواند ملاکی بر عملکرد صحیح میراگر به کار گرفته شده باشد.

جدول (۱۵) تعداد و سطح عملکرد مفاصل پلاستیک در تغییر مکان هدف در قاب های ۵ طبقه با میراگر

| گام پوشش | کل مفاصل پلاستیک غیرخطی | D-E | C-D | CP-C (فروریزش) | LS-CP (آستانه فروریزش) | IO-LS (ایمنی پذیری بار لغزش) | معیار |
|----------|-------------------------|-----|-----|----------------|------------------------|------------------------------|-------|
| ۲۱       | ۱۰۰                     | ۳   | ۰   | ۰              | ۱۷                     | ۱۵                           | ۱٪    |
| ۱۹       | ۱۰۰                     | ۱   | ۰   | ۰              | ۶                      | ۲۰                           | ۱۰٪   |
| ۱۳       | ۱۰۰                     | ۰   | ۰   | ۰              | ۳                      | ۱۴                           | ۲۵٪   |
| ۱۲       | ۱۰۰                     | ۰   | ۰   | ۰              | ۰                      | ۱۰                           | ۵۰٪   |
| ۵        | ۱۰۰                     | ۰   | ۰   | ۰              | ۰                      | ۲                            | ۷۵٪   |
| ۲۲       | ۱۰۰                     | ۰   | ۱   | ۰              | ۰                      | ۴                            | ۱۰۰٪  |

با توجه به جدول ۱۵، از بار لغزش ۱۰٪ دیگر مفصلی در محدوده ی فراتر از سطح ایمنی جانی تشکیل نشده و تنها با لغزش ۱۰۰٪ این مفصل در مهاربند طبقه سوم تشکیل شده است.

نمودار مقایسه ای برش پایه-تغییر مکان بام برای قاب ساده، مهاربندی و مجهز به میراگر در شکل ۱۰ آورده شده است.



شکل (۱۰) نمودار مقایسه ای برش پایه-تغییر مکان بام در قاب های ۵ طبقه

میراگر اصطکاکی، باید چند نکته را مد نظر قرار داد. اگر بار لغزش به ۱۰۰٪ یا ۰٪ نزدیک باشد، میزان انرژی مستهلک شده تقریباً صفر می شود. دستگاه میراگر در زلزله های خفیف و بارهای متعارف وارد به سازه، نباید زود وارد عمل شود، اما در زمان وقوع زلزله های شدید، قبل از تسلیم اعضای اصلی سازه باید به کار بیافتند. بنابراین میزان باری که به عنوان بار لغزش در میراگرها تعریف می شود از اهمیت زیادی برخوردار است. لذا، ابتدا وزن سازه مهاربندی شده شامل بار مرده بعلاوه ۲۰٪ بار زنده محاسبه شده و نیروی لغزش به دست آمد که این بار بر اساس درصد وزن ساختمان (۱٪، ۱۰٪، ۲۵٪، ۵۰٪، ۷۵٪ و ۱۰۰٪) بر تعداد میراگرها تقسیم شد. سپس نیروی لغزش مربوط به میراگرهای اصطکاکی برای هر یک از قاب های بررسی شد.

## ۲-۷-۲- تحلیل استاتیکی غیر خطی قاب ها با میراگر

### ۲-۷-۱- قاب ۵ طبقه

تحلیل استاتیکی غیرخطی بر روی مدل ها انجام گرفته و تغییر مکان هدف با روش طیف بدست می آید. در جدول ۱۴ نقطه ی عملکرد در دو مختصات ذکر شده است.

جدول (۱۴) تغییر مکان هدف قاب ۵ طبقه با میراگر

| بار لغزش | نقطه عملکرد (ADRS) | تغییر مکان بام در نقطه عملکرد (متر) |
|----------|--------------------|-------------------------------------|
| ۱٪       | ۰.۲۶۶              | ۰.۳۴۸                               |
| ۱۰٪      | ۰.۱۸۸              | ۰.۲۴۱                               |
| ۲۵٪      | ۰.۱۵۱              | ۰.۱۸۶                               |
| ۵۰٪      | ۰.۱۳۱              | ۰.۱۵۸                               |
| ۷۵٪      | ۰.۰۸۹              | ۰.۱۱۶                               |
| ۱۰۰٪     | ۰.۰۸۱              | ۰.۱۰۵                               |

با توجه به جدول ۱۵، با افزایش بار لغزش در میراگرها، از

از ۳۹ مفصل در قاب با بار لغزش ۱٪ که در ناحیه‌ی فراتر از سطح ایمنی جانی هستند، به ۳۴، ۲۸ و ۹ عدد به ترتیب در قاب های با بار لغزش ۱۰٪، ۲۵٪ و ۵۰٪ کاهش وجود دارد. همگی این مفاصل در تیرها و ستون ها تشکیل شده ولی از بار لغزش ۷۵٪، تمامی مفاصل فراتر از حد ایمنی جانی، در بادبندهای طبقات ۱ تا ۵ تشکیل شده و هیچ یک از تیرها و یا ستون‌های قاب بتنی معیار ایمنی جانی را نقض نکرده‌اند در صورتی که بتوان با ابزارهایی مانع از تسلیم بادبندهای فشاری شد، بار لغزش مناسب برای قاب ۸ طبقه می‌تواند بار ۷۵٪ باشد.

جدول (۱۶) تغییر مکان هدف قاب ۸ طبقه با میراگر

| بار لغزش | نقطه عملکرد (ADRS) | تغییر مکان بام در نقطه عملکرد (متر) |
|----------|--------------------|-------------------------------------|
| ۱٪       | ۰.۵۴۹              | ۰.۷۱۳                               |
| ۱۰٪      | ۰.۴۸۸              | ۰.۶۱۵                               |
| ۲۵٪      | ۰.۳۸۹              | ۰.۴۷۸                               |
| ۵۰٪      | 0.266              | ۰.۳۲                                |
| ۷۵٪      | ۰.۱۴۲              | ۰.۱۸۴                               |
| ۱۰۰٪     | ۰.۱۳۸              | ۰.۱۷۹                               |

جدول (۱۷) تعداد و سطح عملکرد مفاصل پلاستیک در تغییر مکان

هدف در قاب‌های ۸ طبقه با میراگر

| معیار پذیرش بار لغزش | IO-LS (ایمنی جانی) | LS-CP (آستانه فروریزش) | CP-C (فروریزش) | C-D | D-E | کل مفاصل پلاستیک غیرخطی | گام پوش |
|----------------------|--------------------|------------------------|----------------|-----|-----|-------------------------|---------|
| ۱٪                   | ۶                  | ۷                      | ۰              | ۰   | ۳۲  | ۱۶۰                     | ۶۷      |
| ۱۰٪                  | ۸                  | ۷                      | ۰              | ۲   | ۲۵  | ۱۶۰                     | ۵۵      |
| ۲۵٪                  | ۶                  | ۱۴                     | ۰              | ۲   | ۱۲  | ۱۶۰                     | ۳۹      |
| ۵۰٪                  | ۱۸                 | ۹                      | ۰              | ۰   | ۰   | ۱۶۰                     | ۴۰      |
| ۷۵٪                  | ۷                  | ۴                      | ۰              | ۰   | ۱   | ۱۶۰                     | ۷۰      |
| ۱۰۰٪                 | ۳                  | ۴                      | ۰              | ۰   | ۱   | ۱۶۰                     | ۵۷      |

نمودار مقایسه ای برش پایه-تغییر مکان بام برای قاب ساده، مهاربندی و مجهز به میراگر در شکل ۱۱ آورده شده است.

با توجه به شکل ۱۰، همان‌گونه که انتظار می‌رود سختی قاب تا قبل از لغزش با سختی قاب مهاربندی شده برابر بوده ولی در باری که لغزش در میراگر اتفاق می‌افتد سختی کاهش یافته و با سختی قاب خمشی برابر می‌شود. این نکته حاکی از رفتار صحیح میراگر به کار گرفته شده در تحلیل عددی است. سختی قاب مهاربندی و قاب با بار لغزش ۷۵٪ و ۱۰۰٪ با هم برابر هستند. نتایج تحلیل در قاب ۵ طبقه نشان می‌دهد که مقدار نیروی لغزش میراگرها در سطح عملکرد سازه تأثیر دارد به عنوان مثال از ۲۰ مفصل در قاب با بار لغزش ۱٪، که در ناحیه‌ی فراتر از سطح ایمنی جانی است، به ۷، ۳ و ۰ عدد به ترتیب در قاب‌های با بار لغزش ۱۰٪، ۲۵٪ و ۵۰٪ کاهش پیدا می‌کند. همگی این مفاصل در تیرها و ستون ها تشکیل شده ولی از بار لغزش ۵۰٪ این مفاصل در بادبند ها نیز تشکیل می‌شوند. به گونه‌ای که در بار لغزش ۱۰۰٪، بادبند طبقه سوم دیگر جوابگوی سطح خطر-۱ نیست. برای این قاب، بار لغزش مناسب می‌تواند بار ۱۰٪ باشد.

#### ۷-۲-۲- قاب ۸ طبقه

با انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی، تغییر مکان هدف در قاب ۸ طبقه در دو مختصات در جدول ۱۶ آمده است.

با دقت در اعداد جدول ۱۶ می‌توان دریافت که با افزایش بار لغزش میراگر، از میزان تغییر مکان هدف به میزان قابل ملاحظه ای کاسته می‌شود. همچنین تغییر مکان هدف قاب مقاوم شده با بار لغزش ۷۵٪ حتی از قاب مهاربندی شده کمتر است که نشان دهنده‌ی ارجحیت استفاده از میراگر در این نوع بهسازی است. جدول ۱۷ تعداد و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک را در قاب‌های مقاوم شده با میراگر نشان می‌دهد

با بررسی و مقایسه نتایج پیرامون تعداد مفاصل پلاستیک می‌توان دریافت که با افزایش بار لغزش میراگرها،

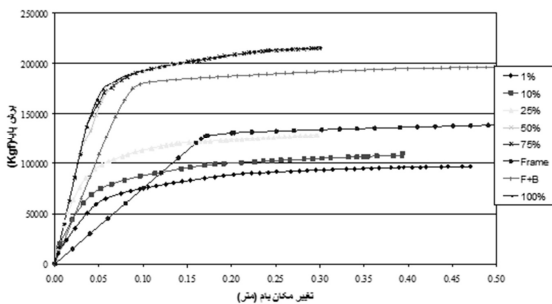
شده هم کمتر است که این از اهمیت به کارگیری میراگر اصطکاکی پال در این نوع از روش های بهسازی لرزه ای حکایت دارد. در جدول ۱۹ تعداد و سطح عملکرد مفاصل پلاستیک در قاب های مقاوم شده با میراگر آمده است.

جدول (۱۹) تعداد و سطح عملکرد مفاصل پلاستیک در تغییر مکان هدف در قاب های ۱۰ طبقه با میراگر

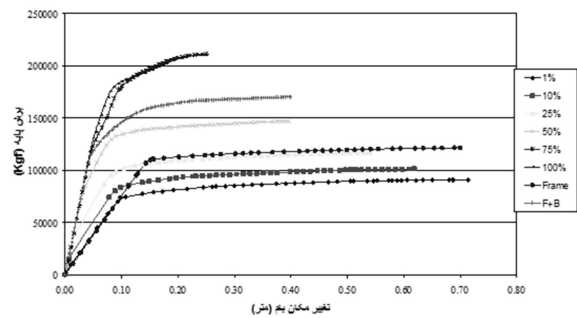
| گام پوش | کل مفاصل پلاستیک غیر خطی | D-E | C-D | CP-C (فروریزش) | LS-CP (آستانه فروریزش) | IO-LS (ایمنی جانی) | معیار پذیرش بار لغزش |
|---------|--------------------------|-----|-----|----------------|------------------------|--------------------|----------------------|
| ۶۷      | ۱۶۰                      | ۳۲  | ۰   | ۰              | ۷                      | ۶                  | ٪۱                   |
| ۵۵      | ۱۶۰                      | ۲۵  | ۲   | ۰              | ۷                      | ۸                  | ٪۱۰                  |
| ۳۹      | ۱۶۰                      | ۱۲  | ۲   | ۰              | ۱۴                     | ۶                  | ٪۲۵                  |
| ۴۰      | ۱۶۰                      | ۰   | ۰   | ۰              | ۹                      | ۱۸                 | ٪۵۰                  |
| ۷۰      | ۱۶۰                      | ۱   | ۰   | ۰              | ۴                      | ۷                  | ٪۷۵                  |
| ۵۷      | ۱۶۰                      | ۱   | ۰   | ۰              | ۴                      | ۳                  | ٪۱۰۰                 |

جمع بندی نتایج تحلیل در قاب ۱۰ طبقه به این شرح است: با بررسی های به عمل آمده، تعداد مفاصل پلاستیکی که در ناحیه ی فراتر از سطح ایمنی جانی است، از ۳۹ مفصل در قاب با بار لغزش ٪۱، به ۳۴، ۲۸ و ۹ عدد به ترتیب در قاب های با بار لغزش ٪۱۰، ٪۲۵ و ٪۵۰ کاهش پیدا می کنند. همگی این مفاصل در تیرها و ستون ها تشکیل شده ولی از بار لغزش ٪۷۵، تمامی مفاصل در بادبندها تشکیل شده اند.

محتی برش پایه - تغییر مکان بام در قاب ۱۰ طبقه



شکل (۱۲) نمودار مقایسه ای برش پایه-تغییر مکان بام در قاب های ۱۰ طبقه



شکل ۱۱: نمودار مقایسه ای برش پایه-تغییر مکان بام در قاب های ۱۰ طبقه

با توجه به شکل ۱۱ تغییرات سختی نسبت به بار لغزش همانند قاب ۵ طبقه است و سختی قاب با بار لغزش ٪۷۵ و ٪۱۰۰ با تقریب خوبی مثل هم است. همچنین سختی قاب خمشی و قاب با بار لغزش ٪۱ مشابه یکدیگر است.

#### ۷-۲-۳- قاب ۱۰ طبقه

پس از انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی روی مدل ها، تغییر مکان هدف با روش طیف ظرفیت به دست آید. نتایج در جدول ۱۸ در دو مختصات ذکر شده است.

جدول (۱۸) تغییر مکان هدف قاب ۱۰ طبقه با میراگر

| بار لغزش | نقطه عملکرد (ADRS) | تغییر مکان بام در نقطه عملکرد (متر) |
|----------|--------------------|-------------------------------------|
| ٪۱       | ۰.۳۳۸              | ۰.۴۶۵                               |
| ٪۱۰      | ۰.۲۸۷              | ۰.۳۵۴                               |
| ٪۲۵      | ۰.۲۱۵              | ۰.۲۶                                |
| ٪۵۰      | ۰.۱۱۴              | ۰.۱۴۹                               |
| ٪۷۵      | ۰.۱۱۴              | ۰.۱۴۹                               |
| ٪۱۰۰     | ۰.۱۱۲              | ۰.۱۴۵                               |

چنان که از جدول ۱۸ معلوم است، با افزایش بار لغزش در میراگرها، از میزان تغییر مکان بام کاسته می شود. این مورد در هر دو قاب ۵ و ۸ طبقه نیز دیده شده است. تغییر مکان هدف قاب مقاوم شده با لغزش ٪۲۵ حتی از قاب مهاربندی

که بر حسب درصدی از وزن سازه بوده و به طور مساوی بین میراگرها تقسیم شده است، تحت آنالیز پوش آور قرار گرفتند و سطح عملکرد آنها به دست آمد. نتایج به دست آمده عبارتند از

۱. نیروی لغزش بهینه (که از مقایسه سطح عملکرد در نیروی لغزش‌های متفاوت قابل استخراج است) به تعداد طبقات سازه بستگی داشته و برای همه آنها یکسان نیست. در قاب ۵ طبقه نیروی لغزش ۱۰٪ و در قاب ۸ و ۱۰ طبقه نیروی لغزش ۵۰٪ بهینه محسوب می‌شوند زیرا هیچ مفصل پلاستیکی از حد ایمنی جانی فراتر نرفته است.
۲. وجود میراگر اصطکاکی سبب تغییر رابطه نیرو و تغییر مکان سازه می‌شود به گونه‌ای که تا برش پایه متناظر با نیروی لغزش میراگرها، سختی قاب با قاب بادبندی شده و بعد از آن با قاب خمشی مطابقت دارد. این موضوع سبب تغییر در تغییر مکان هدف شده به گونه‌ای که با افزایش نیروی لغزش تغییر مکان هدف کاهش یافته است.
۳. میراگر اصطکاکی پال می‌تواند یک ابزار مناسب برای مقاوم سازی محسوب شود زیرا نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که سطح عملکرد در صورت استفاده از میراگر بهبود یافته و در نیروی لغزش بهینه به سطح ایمنی جانی رسیده است در حالی که قبل از آن سطح عملکرد مناسبی نداشته است.

## ۹- مراجع

- [1] Sugano, S. and Fujimura, M., "Seismic Strengthening of Existing Reinforced Concrete Buildings", Proceeding of Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Part 1, Vol. 4, Turkey, pp.449-456, 1980
- [2] Higashi, Y, Endo, T. and Shimizu, Y., "Experimental Studies on Retrofitting of Reinforced Concrete Building Frames", "Proceeding of Eighth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 1, San Francisco, California, U.S.A., 1984

در شکل ۱۲، نمودار مقایسه‌ای برش پایه-تغییر مکان بام برای قاب ساده، مهاربندی و مجهز به میراگر آورده شده است.

## ۸- نتیجه‌گیری

در این مقاله با ارایه فرضیات اولیه در خصوص هندسه، پیکربندی و بارگذاری، اقدام به تهیه مدل‌هایی شد که با در نظر داشتن مقررات آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، مبحث مهم مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه)، در عملکرد لرزه‌ای خود دچار مشکل بوده و توانایی برآورده کردن آن مقررات را نداشتند. بارگذاری قاب‌ها نیز بر اساس مقررات مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (آیین‌نامه بارگذاری) بوده و تحلیل استاتیکی خطی قاب‌ها بر اساس مقررات آیین‌نامه ACI318-99 صورت گرفت. سپس با اختصاص مفاصل پلاستیک به تیرها و ستون‌های قاب، تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته، سطح عملکرد آنها مطابق مقررات روش طیف ظرفیت محاسبه شد. در صورتی که قاب جوابگوی سطح عملکردی مورد نظر بود، قاب دوباره با اختصاص مقاطع ضعیف‌تر تحت تحلیل استاتیکی خطی و سپس استاتیکی غیرخطی قرار گرفته و اینکار تا به آنجا ادامه یافت تا جوابگوی سطح خطر-۱ نباشد. سپس با بادبندهای هم محور مقاوم سازی شدند. بادبندهایی که برای قابها در نظر گرفته شد، با توجه به نتایج تحلیل استاتیکی و بر اساس معیارهای آیین‌نامه AISC-ASD 89 بوده و نسبت تنش‌های موجود به تنش مجاز در آنها بین ۱ و ۰.۹ بود. با به دست آوردن نقطه‌ی عملکرد در قاب‌های مقاوم شده با مهاربند، میراگر اصطکاکی بر روی مهاربند مدل شده و با درصد بار لغزش‌های مختلفی چون ۱٪، ۱۰٪، ۲۵٪، ۵۰٪ و ۱۰۰٪



- [۱۱] جواد واثقی امیری، سید قاسم جلالی " عملکرد قابهای خمشی فولادی مجهز به میراگر اصطکاکی دورانی " نشریه عتمی و پژوهشی سازه و فولاد، سال ۱۳۸۸، صفحه ۹۳-۱۰۵
- [12] Pasquin, A., C., Leboeuf, A., N., Pall, B., T., Friction Dampers for Seismic Rehabilitation of Eaton Building, Montreal 4th Structural Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering Montréal, Québec, Canada, 2002.
- [13] Balazic, J., Guruswamy, G., Elliot, J., Pall, R. T. and Pall A., "Seismic Rehabilitation of Justice Headquarters Building Ottawa, Canada, 12WCEE, 2000.
- [14] Chandra, R., Masand, M., Nandi, S., Tripathi, C., Pall, R., Pall, A., "Friction Dampers for Seismic Control of La Gardenia Towers, South City, India", Proceedings, Twelfth World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, NZ. Paper No. 2008, 2000.
- [15] Hale, T., Pall, R., "Seismic Upgrade of the Freeport Water Reservoir, Sacramento, California", Proceedings, Twelfth World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, NZ. Paper No. 269, 2000
- [16] Vail, C., Hubbell. O'Connor, B., King, J., Pall, A., "Seismic Upgrade of Boeing Commercial Airplane Factory at Everett, WA", Proceedings, Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Paper No.3207, 2004.
- [۱۷] دستور العمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود، دفتر امور فنی تدوین معیارها، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، مهر ۱۳۸۱
- [3] Goel, S., C. and Lee, H., S., "Seismic Strengthening of Structures by Ductile Steel Bracing System", ", Proceeding of Forth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3, California 1990
- [4] Nateghi, A., F., "Seismic Strengthening of 8-Story RC Apartment Building Using Steel Braces", Engineering Structures, Vol. 17, No. 6, pp. 455-461, 1995
- [5] Maheri, M., R. and Sahebi, A., "Experimental Investigation of Steel-Braced Reinforced Concrete Frames", Proceeding of the Second International Conference on Seismology and Earthquake Engineering, Vol. 1. Tehran , Islamic Republic of Iran, pp. 775-785.19951994
- [۶] تسنیمی، عباسعلی، معصومی، علی، "مقاوم سازی قاب های بتن مسلح بکمک بادبندهای فولادی"، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۷۹
- [7] Pall, A., S., Marsh, C., "Response of Friction Damped Braced Frames", Journal of Structural Engineering; 108(9):1313-23, 1982.
- [8] Filiatrault, A., Cherry, S., "Seismic Tests of Friction-Damped Steel Frames", Proceedings Third Conference on Dynamic Response of Structures, ASCE, Los Angeles, 1986.
- [9] Aiken, I., D., Kelly, J., M., Pall, A., S., "Seismic Response of a Nine-Story Steel Frame with Friction-Damped Cross-Bracing", Report No. UCB / EERC-88/17. Earthquake Engineering Research Center, the University of California at Berkeley, pp. 1-7, 1988.
- [10] j. Vaseghi Amiri, B. navayinia & S. Navaaei, " Evaluation of Performance of Eccentric braced Frame with Friction Damper" Structural Engineering and Mechanics, 2011, pp. 717-730

**«Research Note»**

## **Evaluation of Seismic Performance of Reinforced Concrete Frames Using Pall Friction Damper**

**J. Vaseghi Amiri<sup>1\*</sup>, F. Tamjid<sup>2</sup>**

1- Associate Prof., Department of Civil Eng., Babol University of Technology

2- M. Sc. Graduate Student of Civil Eng., Babol University of Technology

vaseghi@nit.ac.ir

### **Abstract:**

Considering the seismicity of most of the areas in Iran, it is inevitable to confront the earthquake because of its major property and life damages. Therefore researchers put a great effort on designing and strengthening against earthquake. The researches conducted so far for improving the reinforced concrete structures using different types of steel braces and analytical studies and widespread experiments has been done for confronting destructive effects of earthquake on structures, results show the proper effectiveness of different mechanisms of inactive seismic control of structures as an efficient option for confronting the earthquake forces. Of different control methods, using friction damper could be counted as one of the best methods for improving the seismic behavior of current structures, as it uses a simple mechanism and doesn't need specific materials or technology. By using friction dampers both the rigidity and the structure's hysteresis energy loss ability is increased. These dampers by their inelastic behavior in different points of the structure cause the loss of incoming energy of earthquake. Also in high importance structures, by selecting the proper design parameters, it is possible to prevent the main structural members to enter the inelastic behavior limit which causes local damages to some parts of them or minimize that. This system was first introduced by Pall and March in 1982. The mechanism of this system is creating slippage friction surfaces at the intersection of braces. For building frames, these dampers could be used in crossed tension bracing, single diagonal bracing and Chevron bracing. The first model of pall friction damper was tested in chevron bracing against earthquake in Eaton Building in Canada.

The purpose of this study is to investigate the role of Pall friction dampers in reducing structural response during the earthquake. Therefore, modeling of the damper is based on the model used by the Pall Corporation in Eaton Building. The functioning of this damper is by generating friction under lateral shear force which causes the movement of the damper and generation of slippage in it. Therefore, three concrete moment frames with 5, 8 and 10 stories, have been designed according to the Iranian National Codes. Using SAP2000, v14, several static nonlinear analyses were done to get the performance point of frames on the basis of the capacity spectrum method. Adding chevron braces to the mid span, the target displacement of frames were determined. Considering the fact that none of the braced moment frames satisfied the Life Safety criteria under Design Based Earthquake, Pall friction dampers have been added to the frames and static nonlinear analysis were done by several slip loads such as 1%, 10%, 25%, 50%, 75% and 100% of frame weights. Evaluation showed that in optimum slip Load, the performance level of the frames improves.

**Keywords:** Seismic Retrofitting, Performance Level, Static Nonlinear Analysis, Dynamic Nonlinear Analysis, Friction Damper