

معرفی و بررسی رفتار یک مهاربند فولادی جدید با قابلیت مرکزگرایی و استهلاک انرژی

محسن حیدری^۱، علی اکبر آقاچوک^{۲*}

۱. دانشجوی دکتری سازه، دانشگاه تربیت مدرس

۲. استاد دانشکده عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

* a_gha@modares.ac.ir

تاریخ پذیرش ۹۶/۱۲/۰۹

تاریخ دریافت ۹۶/۰۹/۰۷

چکیده

سیستم‌های مقاوم در برابر نیروهای لرزه‌ای، که امروزه به طور مرسوم برای ساخت و ساز به کار می‌روند، اغلب از طریق تغییرشکل‌های غیرارتجاعی در برخی از اعضا و اجزای سازه‌ای، انرژی ورودی زلزله را مستهلک می‌کنند. این سیستم‌ها در صورت عملکرد مناسب، منحنی هیستریزیس پایدار با چرخه‌هایی کامل را نتیجه می‌دهند ولی در این سیستم‌ها بعد از وقوع زلزله تغییر مکان ماندگار زیادی مشاهده می‌شود که هزینه‌های بازسازی را بالا برده یا تخریب سازه را ایجاد می‌کند. استفاده از سیستم‌های مرکزگرا که در ده سال اخیر بسیار مورد توجه مجامع علمی معتبر بوده است، باعث کاهش قابل ملاحظه یا حذف تقریباً کامل تغییرشکل‌های ماندگار در سازه پس از زلزله می‌شود. سیستم مرکزگرایی بررسی شده در این مقاله، یک مهاربند فولادی جدید است که در آن از کابل‌های فولادی پیش‌تنیده به عنوان سازوکار بازگرداننده برای کاهش تغییرشکل پسماند استفاده شده است. همچنین از میراگرهایی به شکل دندانه-شانه‌ای که به صورت درون صفحه‌ای عمل می‌کنند، برای تامین استهلاک انرژی بهره گرفته شده است. این مهاربند مرکزگرا را می‌توان به جای مهاربندهای معمول در قاب‌های فولادی ساده مورد استفاده قرار داد. بررسی معادلات تحلیلی این مهاربند و نیز مدلسازی اجزای محدود نشان می‌دهد که قابلیت مرکزگرایی و استهلاک انرژی موردنظر می‌تواند به میزان مطلوبی توسط آن تامین شود. همچنین تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی در نمونه‌هایی از سازه‌های ۶ طبقه برای شتاب‌نگاشت‌های مختلفی انجام گرفته که بیانگر رفتار قابل قبول این سازه‌ها در صورت استفاده از این مهاربند است.

واژگان کلیدی: مهاربند مرکزگرا، کاهش تغییرشکل پسماند، کابل‌های پیش‌تنیده، میراگر دندانه-شانه‌ای.

۱- مقدمه

ایجاد تغییرشکل‌های غیرارتجاعی^۱ در اجزای سازه‌ای ایجاد شده و بهره‌برداری سازه در سطح مشخصی مختل شود. باید خاطر نشان کرد که مقادیر اندک تغییرشکل‌های غیرارتجاعی در

در حال حاضر، فلسفه معمول طراحی سیستم‌های باربر جانبی مرسوم در سازه‌ها این است که سازه نباید در زلزله‌های بزرگ دچار فروریزش شود، هرچند که آسیب سازه‌ای به دلیل

1 Inelastic Displacements

در طول دو دهه گذشته و به ویژه بعد از سال ۲۰۰۵ میلادی، مهندسان سازه سیستم‌های لرزه‌ای جدیدی را معرفی و بررسی کرده‌اند که می‌توانند باعث کاهش و یا حتی حذف تغییرشکل ماندگار پس از وقوع زلزله شوند. این سیستم‌ها که با نام کلی سیستم‌های مرکزگرا^۳ شناخته می‌شوند، می‌توانند رفتار لرزه‌ای مناسبی را در هنگام وقوع زلزله داشته باشند و همچنین می‌توانند تغییرشکل‌های ماندگار سازه را به مقدار بسیار زیادی نسبت به سیستم‌های سازه‌ای مرسوم کاهش دهند. لازم به ذکر است که هرچند استراتژی‌های مختلفی برای ساخت سیستم‌های مرکزگرا وجود دارد ولی همگی در یک ویژگی مشترک هستند و آن این است که منحنی رفتار چرخه-ای آنها به صورت پرچمی شکل^۴ است. همان‌طور که در شکل (۲) مشاهده می‌شود، رفتار چرخه‌ای پرچمی شکل باعث کاهش قابل ملاحظه یا حذف کامل تغییرشکل‌های ماندگار خواهد شد.

شکل ۲. منحنی رفتار چرخه‌ای در یک سیستم مرکزگرا [3]

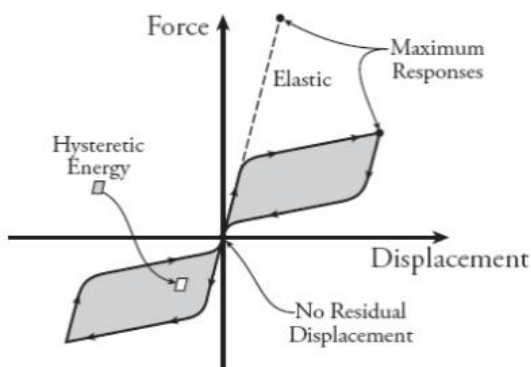


Fig. 2. Hysteretic diagram for a self-centering system [3]

۲- معرفی سیستم‌های مرکزگرا

اولین مورد استفاده از ویژگی مرکزگرایی را می‌توان یک پل راه آهن دانست که در نیوزلند در سال ۱۹۸۱ ساخته شده است [4]. با این حال پژوهش‌های هدفمند درباره سیستم‌های مرکزگرا با مطالعه سازه‌های دیوار برشی بتنی پیش‌ساخته در اوایل دهه ۹۰ میلادی آغاز شد [5].

3 Self-Centering Systems
4 Flag-Shaped

سازه‌ها ممکن است کم اهمیت باشد، ولی مقادیر زیاد تغییرشکل‌های غیرارتجاعی می‌تواند عملکرد و شرایط بهره‌برداری سازه را مختل کرده و عملاً باعث ایجاد جابه‌جایی‌های ماندگار^۱ نامناسب در سازه شود. در رابطه با این موضوع، مک-کورمک و همکاران [1] معیارهای مختلفی که می‌توان در مورد میزان تغییرشکل‌های غیرارتجاعی سازه‌ها مطرح نمود را بررسی کردند.

در سال‌های اخیر در کشورهای پیشرفته، بحث برگشت-پذیری سازه‌ها مورد توجه قرار گرفته است [2]. منظور از سازه‌های برگشت‌پذیر^۲ سازه‌هایی هستند که پس از وقوع زلزله می‌توانند به صورت نسبتاً سریعی به شرایط پیش از وقوع زلزله برگردند. در واقع این سازه‌ها برای بازگشت به سطح سرویس-دهی خود، نیاز به ترمیم بسیار اندک داشته یا حتی نیاز به ترمیم ندارند. واضح است که وجود تغییرشکل‌های غیرارتجاعی و جابجایی‌های ماندگار، موجب دستیابی به هدف سازه‌های برگشت‌پذیر نخواهند شد. پس پرسش آن است که چگونه می‌توان سازه‌هایی با قابلیت برگشت‌پذیری طراحی نمود؟

۱-۱- راهکار کاهش تغییرشکل‌های ماندگار

در سیستم‌های مرسوم استهلاک انرژی در سازه‌ها، منحنی رفتار چرخه‌ای سازه به صورت شکل (۱) است. هرچند رفتار چرخه‌ای در این سازه‌ها بیانگر استهلاک انرژی مناسبی است ولی بعد از زلزله‌های بزرگ، تغییرشکل‌های ماندگار زیادی در سیستم ایجاد می‌شود.

شکل ۱. منحنی رفتار چرخه‌ای در یک سیستم سازه‌ای مرسوم [3]

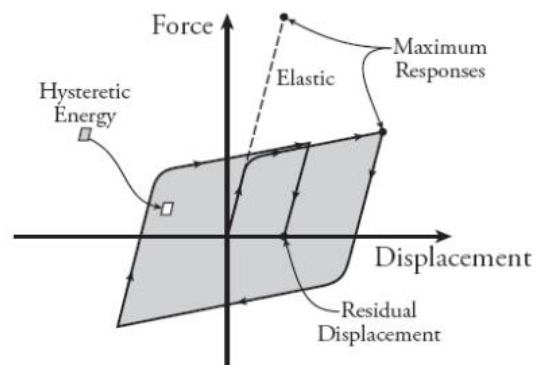


Fig. 1. Hysteretic diagram for a conventional structural system [3]

1 Residual Displacements
2 Resilient Structures

شکل ۴. مهاربند مورد بررسی توسط کریستاپلاس و همکاران [12]

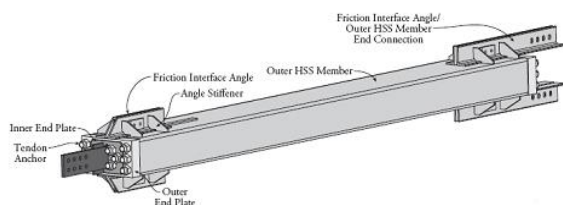


Fig. 4. Self-centering brace by Christopoulos et al. [12]

ژو و ژانگ [13] مهاربند شکل (۵) را برای استفاده در سازه‌های فولادی گسترش دادند. برای ایجاد ویژگی مرکزگرایی در این مهاربند از میله‌هایی با جنس آلیاژ هوشمند استفاده شده است. همچنین برای ایجاد استهلاک انرژی در این سیستم، بلوک‌ها توسط پیچ‌هایی پیش‌فشرده می‌شوند تا سطح مشخصی از نیروی اصطکاک بین دو سطح تأمین شود.

شکل ۵. مهاربند مورد بررسی توسط ژو و ژانگ [13]

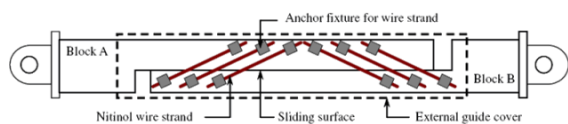


Fig. 5. Self-centering brace by Zhu and Zhang [13]

براکنی و همکاران [14] مهاربند شکل (۶) را معرفی کردند که در آن از مستهلک کننده‌های فولادی با عملکرد محوری و کابل‌های پیش‌تنیده استفاده می‌شود. المان‌های میراگر انرژی در این مهاربند به صورت المان‌های فولادی استخوانی شکل ساخته شده‌اند و توسط سازوکاری که دور آنها را گرفته است، به طور جانبی مهار شده‌اند تا هنگامی که تحت فشار قرار می‌گیرند از کماتش آنها جلوگیری شود.

شکل ۶. مهاربند مورد بررسی توسط براکنی و همکاران [14]

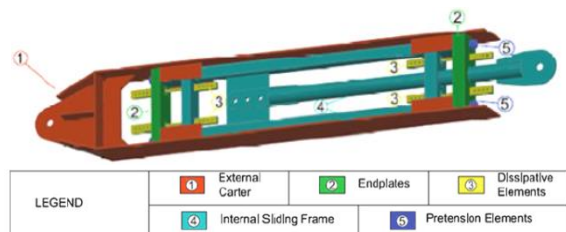


Fig. 6. Self-centering brace by Braconi et al. [14]

شکل ۳. دیوار برشی بتنی پیش‌ساخته با ویژگی مرکزگرایی [5]

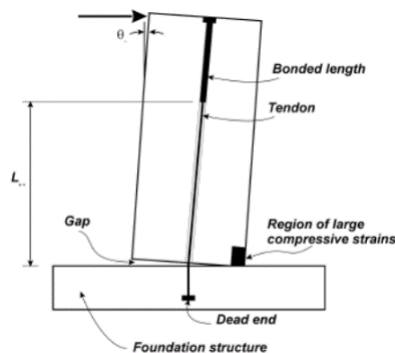


Fig. 3. Pre-cast concrete shear wall with self-centering behavior [5]

سیستم‌های مرکزگرا که در سال‌های اخیر مورد بررسی قرار گرفته‌اند، برای هر دو نوع سازه فولادی و بتنی ولی با تاکید بیشتر بر سازه‌های فولادی گسترش یافته‌اند. سیستم‌های مرکزگرا در سازه‌های فولادی را می‌توان به چهار دسته کلی شامل قاب‌های با اتصالات صلب مرکزگرا^۱ [6-7]، سیستم‌های مرکزگرای گهواره‌ای^۲ [8-9]، قاب‌های مهاربندی شده مرکزگرا^۳ [10-11] و مهاربندهای مرکزگرا^۴ [12-16] دسته‌بندی نمود.

یکی از حوزه‌هایی که در رابطه با ویژگی مرکزگرایی بسیار مورد توجه بوده است، مهاربندهای مرکزگرا است. این موضوع توسط پژوهشگران زیادی بررسی شده [12-16] و مهاربندهای مختلفی با این ویژگی آزمایش شده‌اند که در ادامه سه مورد آنها معرفی می‌شوند.

کریستاپلاس و همکاران [12] از سال ۲۰۰۶ میلادی، چندین نوع از المان‌های مهاربندی فولادی با قابلیت استهلاک انرژی و رفتار مرکزگرا را به گونه‌ای طراحی کردند که بتواند تغییرشکل‌های محوری بسیار زیادی را تحمل کرده، بدون اینکه تغییر مکان ماندگار قابل توجهی در سیستم باقی بماند. یکی از مهمترین مهاربندهای مورد بررسی توسط این پژوهشگران که در شکل (۴) نمایش داده شده است، شامل دو المان فولادی، کابل‌های پیش‌تنیده فولادی و المان‌های مستهلک کننده انرژی به شیوه اصطکاک می‌شود.

۳- معرفی هندسه مهاربند جدید

در این مقاله یک مهاربند مرکزگرا با هندسه و مشخصات

- 1 Self-Centering Moment Frames
- 2 Self-Centering Rocking Systems
- 3 Self-Centering Braced Frames
- 4 Self-Centering Braces

سازوکار مهاربند جدید در دو حالت کششی و فشاری در شکل (۱۰) نشان داده شده است. در هر دو حالت، یعنی چه نیروی وارد بر مهاربند کششی باشد و چه فشاری باشد، کابل‌های فولادی نسبت به حالت اولیه خود در شکل (۹) افزایش طول خواهند داشت و در این صورت نیروی کشش موجود در آنها افزایش می‌یابد. کشش کابل‌ها به صورت نیروی فشاری روی ورق‌های انتهایی وارد می‌شود که وظیفه آن برگرداندن سیستم به موقعیت اولیه خود است و در نتیجه ویژگی مرکزگرایی قابل حصول خواهد بود.

شکل ۱۰. چگونگی تغییر مکان اجزای مهاربند جدید در دو حالت نیروی کششی و

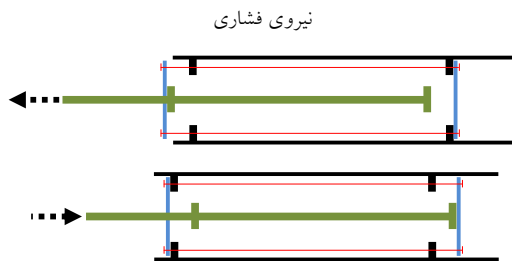


Fig. 10. Deformation of the new brace elements under tension and compression forces

سازوکار مرکزگرایی که در شکل (۱۰) نشان داده شده است، تا جایی می‌تواند به طور مطلوب عمل کند که رفتار کابل‌های پیش‌تینده در محدوده ارتجاعی باقی بماند. بیشینه تغییر مکان در محدوده رفتار ارتجاعی کابل‌های پیش‌تینده، بر اساس رابطه (۱) قابل بیان است.

$$\Delta_e = \varepsilon_e L_0 \quad (1)$$

که L_0 طول اولیه کابل‌ها و ε_e بیشینه کرنش ارتجاعی آنها است که از طریق آزمایش قابل دست‌یابی است.

به منظور افزایش تحمل تغییر شکل محوری، لازم است که در داخل مهاربند، سیستم سازوکار تلسکوپی مشابه شکل (۱۱) ایجاد شود. برای این منظور باید بدنه اصلی مهاربند از سه قطعه تشکیل شود که بین هر دو قطعه یک سری کابل پیش‌تینده وجود دارد. بنابراین در این حالت ظرفیت تغییر شکل ارتجاعی مهاربند می‌تواند تا حدود دو برابر سازوکار مرکزگرایی شکل (۹) افزایش یابد.

مکانیکی جدید معرفی، و رفتار آن بررسی می‌شود. نمایی کلی از این مهاربند در شکل‌های (۷ و ۸) دیده می‌شود. برای اینکه بتوان این مهاربند مرکزگرا را به عنوان یک سیستم باربر جانبی مستقل در قاب ساده فولادی استفاده نمود، باید این عضو شامل دو سازوکار اصلی یعنی المان ایجاد کننده ویژگی مرکزگرایی و المان میراکننده انرژی باشد. رویکرد مورد استفاده برای هر یک از این دو جزء اصلی مهاربند در ادامه بررسی می‌شوند.

شکل ۷. نمای سه بعدی از مهاربند مرکزگرای جدید

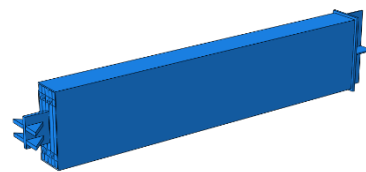


Fig. 7. 3D view of proposed self-centering brace

شکل ۸. نمایش اجزای داخلی مهاربند مرکزگرای جدید

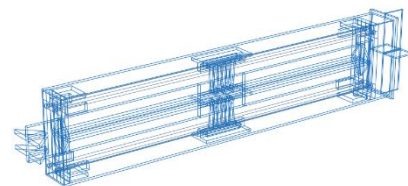


Fig. 8. Internal elements of new self-centering brace

۳-۱- سازوکار ایجاد مرکزگرایی

در این پژوهش، از کابل‌های پیش‌تینده فولادی به عنوان المان مرکزگرا کننده در مهاربند استفاده شده است. سازوکار کاربرد کابل‌های پیش‌تینده در مهاربند می‌تواند حالت‌های مختلفی داشته باشد. در همه این حالت‌ها، مهاربند از چهار المان اصلی شامل المان بیرونی مهاربند، المان داخلی مهاربند، کابل‌های پیش‌تینده و ورق‌های انتهایی تشکیل می‌شود که در شکل (۹) مشاهده می‌شود.

شکل ۹. اجزای اصلی مهاربند جدید برای ایجاد رفتار مرکزگرایی

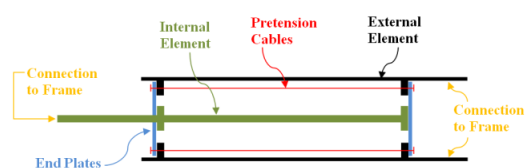


Fig. 9. Mail elements of the new brace for self-centering behavior

۴- بررسی رفتار مهاربند جدید

۴-۱- روابط تحلیلی برای مهاربند جدید

رفتار نیرو-جابجایی مهاربند جدید را می‌توان به صورت ساده با یک منحنی سه خطی جایگزین نمود که در شکل (۱۳-ج) نشان داده شده است. این رفتار بیانگر سری شدن رفتار کابل‌های پیش‌تنیده در شکل (۱۳-الف) با رفتار میراگر دندان-شانه‌ای در شکل (۱) تمامی متغیرهای مرتبط با سختی و تغییرمکان که در منحنی‌های شکل (۱۳) وجود دارد بیان شده است. پارامترهای مورد استفاده در جدول (۱) شامل K_{br}^e سختی ارتجاعی المان‌های داخلی و بیرونی مهاربند، E_{PT} مدول ارتجاعی مصالح کابل‌های پیش-تنیده، A_{PT} مجموع مساحت مقطع کابل‌های پیش‌تنیده، L_{PT} طول کابل‌های پیش‌تنیده، ρ_{PT0} درصد پیش‌تندگی کابل‌های پیش‌تنیده، F_{yPT} تنش تسلیم کابل‌های پیش‌تنیده، n تعداد دندان‌های میراگر، E مدول ارتجاعی مصالح میراگر، t ضخامت دندان‌های میراگر، λ ضریب شکل دندان که واحد آن ریشه دوم واحد طول است و به صورت دلخواه انتخاب می‌شود به طوری که در پژوهش گریوانی و همکاران [17] مقادیر ۱/۵ تا ۲/۵ برای عملکرد مطلوب میراگر CTD پیشنهاد شده است، h ارتفاع دندان میراگر، α ضریبی نشان‌دهنده نسبت سختی‌های K_2' به K_1' میراگر که از آزمایش به دست می‌آید، σ_y تنش تسلیم مصالح میراگر و μa ضریب شکل‌پذیری میراگر که از آزمایش به دست می‌آید، هستند. در ارائه روابط تحلیلی مهاربند، از مرحله زوال مقاومت میراگرها و همچنین از رفتار کابل‌های پرمقاومت پس از تسلیم چشم‌پوشی شده است.

۴-۲- تحلیل اجزای محدود مهاربند جدید

به منظور بررسی دقیق‌تر رفتار مهاربند جدید و نیز بررسی دقت روابط تحلیلی ارائه شده در بخش قبل برای پارامترهای سختی و تغییرشکل مهاربند، مدل‌سازی و تحلیل‌های غیرخطی اجزای محدود انجام گرفته است. برای دستیابی به نتایج دقیق، کل هندسه مهاربند به صورت کامل مدل‌سازی شده و به صورت جابه‌جایی کنترل تحلیل شده که در شکل (۱۴) شبکه‌بندی آن در محیط نرم‌افزار مشاهده می‌شود. مدل‌سازی پیش‌تندگی کابل‌ها به روش اعمال کرنش اولیه انجام گرفته و مدل‌سازی چگونگی انتقال نیروی کابل‌ها به بدنه مهاربند با استفاده از المان‌های تماسی با قابلیت بلندشدگی بوده است.

شکل ۱۱. افزایش ظرفیت تغییرشکل ارتجاعی مهاربند از طریق مکانیزم تلسکوپی



Fig. 11. Enhancing elastic deformation capacity with telescoping mechanism

۳-۲- سازوکار میراکننده انرژی

برای پشتیبانی از استهلاک انرژی در مهاربند جدید، المانی مشابه میراگر پیشنهادی گریوانی و همکاران [17] استفاده شده که در شکل (۱۲) مشاهده می‌شود. این میراگر که در واقع برای کاربرد در قاب‌های فولادی ساده مورد آزمایش قرار داده شده است، میراگر دندان-شانه‌ای^۱ نامیده شده است. این میراگر به صورت درون صفحه‌ای عمل می‌کند و از طریق تغییرشکل‌های عمدتاً خمشی رفتار غیرارتجاعی از خود نشان می‌دهد.

شکل ۱۲- اجزای میراگر دندان-شانه‌ای [17]

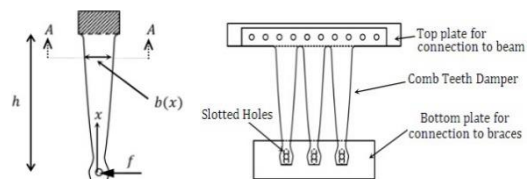


Fig. 12. Comb-teeth damper elements [17]

مدل‌سازی اجزای محدود دندان-شانه‌ای نشان می‌دهد در صورتی که شکل و انحنای دندان‌های این قطعه به طور مناسبی طرح شده باشد، تسلیم ایجاد شده در مقطع میراگر به صورت یکسان در ارتفاع آن است [17]. برای هر دندان که در شکل (۱۲-ب) مشاهده می‌شود، در صورتی که هدف، ایجاد تنش یکنواخت در طول عضو حین بارگذاری باشد، باید مقدار تنش در دورترین تار از هر مقطع المان، $\sigma(x)$ ، مستقل از مقدار x باشد. بنابراین اگر طبق رابطه (۲) مقدار عرض مقطع، $b(x)$ ، ضریبی از ریشه دوم x فرض شود، آنگاه نیروی تسلیم هر لینک از رابطه (۳) محاسبه می‌شود. همچنین می‌توان جابه‌جایی انتهای آزاد هر لینک متناظر با تسلیم میراگر را از رابطه (۴) به دست آورد [17].

$$b(x) = 2\lambda\sqrt{x} \quad (2)$$

$$F_y = \frac{2}{3}t\lambda^2\sigma_y \quad (3)$$

$$\Delta_d^e = \frac{2\sigma_y h^2}{3E\lambda} \quad (4)$$

1 Comb-Teeth Damper (CTD)

شکل ۱۳. منحنی نیرو-جابجایی برای مهاربند جدید

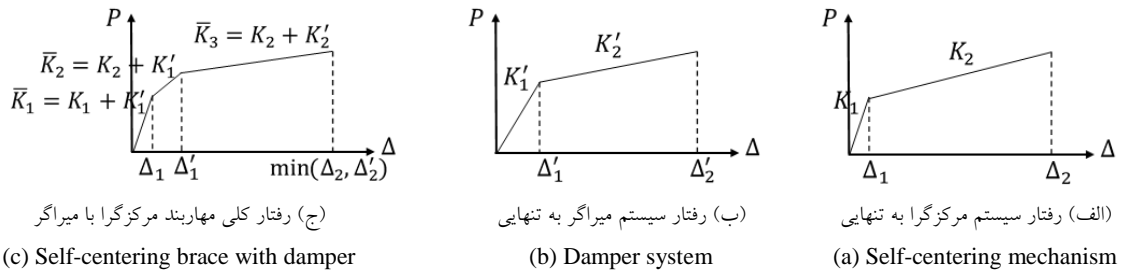


Fig. 13. Force-displacement diagrams for the new brace

جدول ۱. پارامترهای تحلیلی مورد استفاده برای نمودار نیرو-جابجایی مهاربند جدید

(comb-teeth damper parameters)		(self-centering mechanism parameters)	
$K'_1 = K_d^e = \frac{nEt\lambda^3}{h^3}$	Initial stiffness (prior to CTD yielding)	$K_1 = K_{br}^e$	Initial stiffness (prior to gap opening)
$K'_2 = \alpha K_d^e = \alpha \frac{nEt\lambda^3}{h^3}$	Secondary stiffness (after CTD yielding)	$K_2 = \frac{E_{PT}A_{PT}}{L_{PT}}$	Secondary stiffness (after gap opening)
$\Delta'_1 = \Delta_d^e = \frac{2\sigma_y h^2}{3E\lambda}$	Axial deformation (at CTD yielding)	$\Delta_1 = \frac{\rho_{PT0} F_{yPT} A_{PT}}{K_1}$	Axial deformation (at gap opening)
$\Delta'_2 = \mu_d \Delta_d^e = \mu_d \frac{2\sigma_y h^2}{3E\lambda}$	Max. axial deformation (at CTD strength degradation)	$\Delta_2 = \Delta_1 + (1 - \rho_{PT0}) \frac{F_{yPT} A_{PT}}{E_{PT}}$	Max. axial deformation (for elastic behavior of cables)

Table 1. Parameters for force-displacement diagrams of the new brace

طول کل مهاربند ۳۳۵۰ میلی‌متر و طول کابل‌های پیش‌تینده ۲۸۰۰ میلی‌متر است. قطعه خارجی مهاربند یک قوطی فولادی به ابعاد ۸۰۰ در ۲۵۰ میلی‌متر و با ضخامت ۱۵ میلی‌متر است. قطعه داخلی مهاربند به شکل یک به علاوه با ابعاد ۲۵۰ در ۲۰۰ میلی‌متر و با ضخامت ۱۵ میلی‌متر است. قطعات انتهایی مهاربند که در واقع نگهدارنده انتهای کابل‌ها هستند، به ضخامت ۳۰ میلی‌متر انتخاب شده‌اند تا تغییرشکل موضعی در آنها ایجاد نشود.

در اولین مدل‌سازی تعداد ۴ کابل فولادی به قطر ۱۱/۱۷ میلی‌متر استفاده شده و هر یک به میزان ۳۰٪ پیش‌تینده شده‌اند. همچنین تعداد ۶ دندانه با ضخامت ۱۰ میلی‌متر برای میراگر در نظر گرفته شده است. کمپنه عرض دندانه‌های میراگر برابر ۸۰ میلی‌متر و ارتفاع h برای آنها برابر ۲۲۰ میلی‌متر بوده است. در طراحی دندانه‌های میراگر، مقدار ضریب شکل دندانه‌ها λ برابر ۱/۷۵ و مقدار ضریب شکل‌پذیری μ_d برابر ۱۰ فرض شده است.

شکل (۱۵) منحنی نیرو-جابجایی اولین مدل‌سازی مهاربند با فرضیات مذکور را نشان می‌دهد. همانگونه که در این شکل مشاهده می‌شود، رفتار مهاربند تا جابه‌جایی ۲ میلی‌متر به صورت ارتجاعی است و بعد از آن به دلیل رفتار

تحلیل مدل مهاربند در نرم‌افزار اجزای محدود به صورت جابه‌جایی-کنترل و جابه‌جایی اعمال شده به صورت چرخه‌ای بوده است. پروتکل جابه‌جایی شامل ۵ چرخه کامل با تغییر مکان‌هایی برابر ۱، ۲، ۵، ۱۰ و ۱۲ میلی‌متر بوده است.

شکل ۱۴- شبکه بندی مهاربند موردنظر در روش اجزای محدود

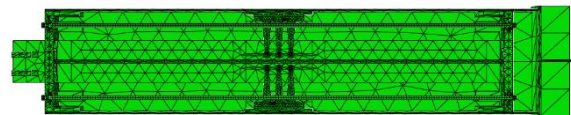


Fig. 14. Finite-element mesh of the brace

مشخصات مصالح که در جدول (۲) بیان شده است، بر اساس آزمایش کشش ساده روی نمونه‌های مورد استفاده در نمونه آزمایشگاهی است. همچنین مقادیر مدول الاستیسیته، تنش تسلیم، تنش نهایی، کرنش تسلیم و کرنش نهایی برای کابل‌های فولادی به ترتیب برابر ۲۰۷ گیگاپاسکال، ۱۶۳۴ مگاپاسکال، ۱۸۱۲ مگاپاسکال، ۰/۰۰۸۱ و ۰/۰۴۳ است.

جدول ۲. مشخصات مصالح در مدل‌سازی اجزای محدود

Yield stress (MPa)	Young's modulus (MPa)	Thick. (mm)	element
274	204	20	Main internal
318	207	10	Main external
232	203	10	CTD

Table 2. Material Properties for FE modeling

رضایت بخشی مشابه یکدیگر هستند، می توان روابط تحلیلی پیشنهادی که در بخش (۴-۱) مقاله معرفی شده اند را با اطمینان قابل قبولی برای طراحی مهاربند جدید استفاده نمود. البته برای افزایش دقت روابط تحلیلی، می توان رفتار میراگر تا قبل از زوال مقاومت را به صورت سه خطی مدل سازی نمود.

جدول ۳. مقایسه نتایج روابط تحلیلی و مدل اجزای محدود

FEM	theoretical	parameter
4894.12 kN/mm	4539.20 kN/mm	\bar{K}_1
62.13 kN/mm	58.91 kN/mm	\bar{K}_2
42.57 kN/mm	39.39 kN/mm	\bar{K}_3
0.036 mm	0.041 mm	Δ_1
3.02 mm	3.36 mm	Δ'_1
10.98 mm	11.20 mm	$\min(\Delta_2, \Delta'_2)$

Table 3. Comparison of theoretical and FEM results

بعد از اولین مدل سازی به روش اجزای محدود، برای بررسی بهتر رفتار مهاربند و مطالعه پارامتریک آن مدل های بیشتری تهیه شده است. در اولین سری از این مدل ها، تعداد ۴ کابل فولادی به قطر ۱۱/۱۷ میلی متر و تعداد ۶ دندانه با ضخامت ۱۰ میلی متر برای میراگر استفاده شده است. در شکل (۱۷) منحنی نیرو-تغییر مکان مهاربند برای مقادیر متفاوتی از نیروی پیش تنیدگی کابل ها نشان داده شده به طوری که درصد پیش تنیدگی بین ۲۰ تا ۴۰ متغیر است. این نتایج بیان می کند که افزایش نیروی پیش تنیدگی باعث دور شدن چرخه های نیرو-جابه جایی از محور جابه جایی ها شده سپس مرکزگرایی بهتری برای مهاربند فراهم می شود. در منحنی متناظر با ۲۰٪ پیش تنیدگی مشاهده می شود که مرکزگرایی کامل حاصل نشده و همچنین مقداری تغییر شکل پسماند در مهاربند وجود دارد. همچنین لازم به ذکر است که با تغییر مقدار پیش تنیدگی، مقدار استهلاک انرژی میراگر و به عبارت دیگر مقدار مساحت داخلی منحنی هیستریزس تغییر نکرده که منطقی است.

شکل ۱۷. رفتار مهاربند جدید با سه درصد پیش تنیدگی متفاوت

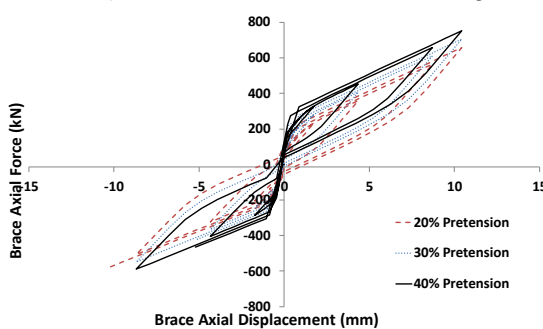


Fig. 17. FEM results for three different pre-tensioning ratios

غیراترجاعی میراگر فولادی، استهلاک انرژی در چرخه ها مشاهده می شود. همچنین رفتار سه خطی مهاربند که در شکل (۱۳-ج) وجود داشت، در شکل (۱۵) نیز مشهود است.

شکل ۱۵. رفتار چرخه ای مهاربند در مدل اجزای محدود

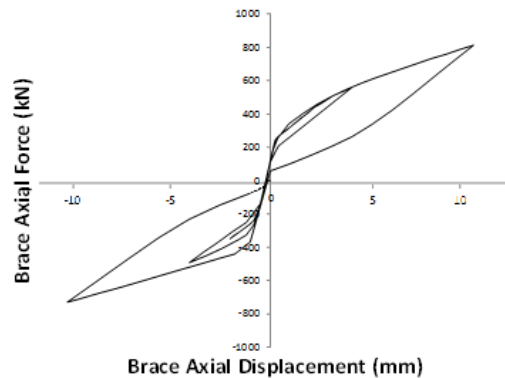
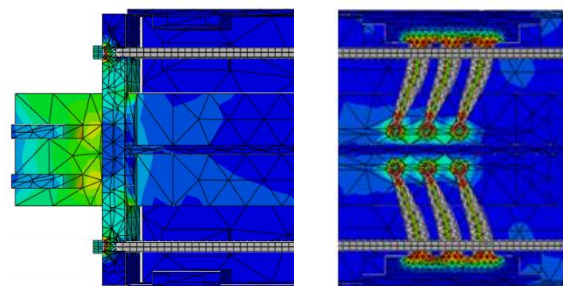


Fig. 15. Cyclic diagram for the brace in FE modeling

در شکل (۱۶-الف) توزیع تنش فون میسز در طول لینک ها مشاهده می شود که بیانگر تسلیم تارهای بیرونی و نیز گسترش نواحی خمیری در طول دندانه ها به صورت یکنواخت است. شکل (۱۶-ب) بیانگر چگونگی جدایش ورق های انتهایی از لبه المان بیرونی مهاربند است.

شکل ۱۶. نتیجه تحلیل اجزای محدود مهاربند به صورت توزیع تنش فون میسز



(الف) تسلیم لینک ها (ب) بازشدگی مهاربند
(a) CTD yielding (b) Gap opening in brace
Fig. 16. Von-mises stress in FE results

در جدول (۳) مقادیر سختی و جابه جایی مهاربند از نتایج اولین مدل سازی اجزای محدود استخراج شده و با اعدادی که با استفاده از روابط تحلیلی به دست آمده اند، مقایسه شده است. پارامترهای جدول (۳) بر اساس شکل (۱۳-ج) است. آنجا که بیشینه اختلاف نتایج روابط تحلیلی و مدل اجزای محدود برابر ۱۲ درصد بوده و بنابراین این نتایج به صورت

ساختمان B با سه دهانه در هر جهت که در هر راستا دو دهانه مهاربندی دارد. ساختمان C با چهار دهانه در هر جهت که در هر راستا دو دهانه مهاربندی دارد. مهاربندهای مرکزگرا به صورت قطری در دهانه‌های موردنظر در تمام طبقات قرار گرفته‌اند. در شکل (۱۹) پلان ساختمان A نشان داده شده است.

شکل ۱۹. پلان ساختمان A جهت تحلیل‌های تاریخچه زمانی

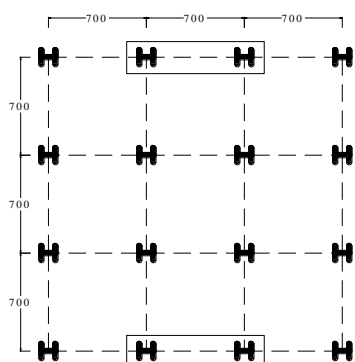


Fig. 19. Building A plan for time history analysis

برای تخمین ابعاد مقاطع مورد استفاده در تحلیل‌های عددی، از تحلیل استاتیکی معادل بر اساس ضوابط آیین‌نامه بارگذاری ASCE 7-10 استفاده شده و تمام باربری جانبی سازه توسط مهاربندها تامین شده است. برای این منظور فرض شده است که ساختمان‌های مورد نظر در شهر کالیفرنیا و روی خاک نوع D ساخته می‌شوند. برای زلزله سطح MCE مقادیر S_1 و S_2 به ترتیب برابر $1/5g$ و $0.6g$ است. پارامترهای S_1 و S_2 به ترتیب بیانگر شتاب طیفی پاسخ برای زمان تناوب‌های کوتاه و ۱ ثانیه هستند. در جدول (۴) مقاطع اعضای ساختمان‌های موردنظر بر اساس تحلیل مذکور ارائه شده است. لینک‌های میراگر CTD به ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر و با ضریب شکل دندانه‌ها λ برابر $1/5$ در نظر گرفته شده‌اند. همچنین به طور محافظه‌کارانه پارامتر ضریب شکل‌پذیری μ_d برای میراگرها برابر ۱۵ در نظر گرفته شده است، هرچند در آزمایشات گریوانی و همکاران [17] مقدار ۲۰ به دست آمده است. شایان ذکر است که به منظور رفتار ارتجاعی و عدم کماتش محفظه خارجی و شفت داخلی مهاربند، مقطع این اعضا مطابق جدول (۵) طوری در نظر گرفته شده است که بیشینه نیروی ناشی از تحلیل‌های غیرخطی در مهاربندها از ظرفیت محوری آنها

در شکل (۱۸) نتایج سه آنالیز اجزای محدود دیگر برای مهاربند دیده می‌شود که در این حالت‌ها، کابل‌ها ۲۰٪ پیش‌تنیده شده و مقدار نیروی پیش‌تنیدگی کابل‌ها ثابت است ولی با تغییر تعداد دندانه‌های میراگر، مقدار استهلاک انرژی تغییر یافته است. از این نتایج مشاهده می‌شود که هرچه تعداد دندانه‌های میراگر بیشتر شده، مقدار مساحت داخلی منحنی نیرو-تغییر مکان نیز افزایش یافته است. البته هرچه تعداد دندانه‌های میراگر کمتر باشد، نیروی کمتری برای بازگرداندن آنها به حالت اولیه لازم است و به همین دلیل مشاهده می‌شود که با تعداد دندانه کمتر، ویژگی مرکزگرایی به شکل بهتری ایجاد شده است.

شکل ۱۸. رفتار مهاربند جدید با تعداد لینک‌های متفاوت در میراگر

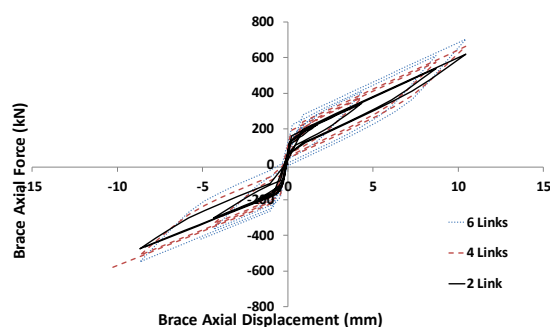


Fig. 18. FEM results for three different link numbers

۵- بررسی رفتار قاب‌های ساده فولادی با مهاربند جدید توسط تحلیل‌های عددی

به منظور بررسی چگونگی عملکرد مهاربند جدید در قاب‌های ساده فولادی، مدل‌های عددی توسط تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی بررسی شده‌اند که در ادامه فرضیات و نتایج حاصل از آنها بیان می‌شود.

۵-۱- فرضیات تحلیل‌های عددی

ساختمان‌های مورد بررسی که در سه تیپ A تا C هستند، دارای ۶ طبقه بوده و فاصله محورهای آنها در هر دو راستای اصلی برابر ۷۰۰۰ میلی‌متر است. ارتفاع طبقات سازه‌ها یکسان و برابر ۳۳۰۰ میلی‌متر است. این ساختمان‌ها تحت زلزله راستای X مدنظر بوده و تنها یکی از قاب‌های دارای مهاربند آنها به صورت دوبعدی تحلیل شده‌اند. ساختمان A با سه دهانه در هر جهت که در هر راستا یک دهانه مهاربندی دارد.

تجاوز نکند.

جدول ۷. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده

max. acceleration (*g m/s ²)	shear wave velocity (m/s)	distance to station (km)	No.
0.070	277.5	29.2	1
0.097	338.6	39.1	2
0.159	196.9	17.9	3
0.136	345.4	26.8	4
0.082	345.4	18.3	5
0.108	270.2	27.8	6
0.211	316.5	22.8	7

Table 7. Properties of accelograms

شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده برای تحلیل‌های غیرخطی تاریخیچه زمانی، به گونه‌ای مقیاس شده‌اند که مقادیر شتاب طیفی در فاصله بین 0.2T الی 1.5T برای میانگین آنها بالاتر از طیف طرح آیین‌نامه باشد. شکل (۲۰) نشان‌دهنده ۷ شتاب‌نگاشت موردنظر پس از مقیاس کردن و طیف طرح سطح DBE آیین‌نامه ASCE 7-10 است.

شکل ۲۰. شتاب‌نگاشت‌های انتخابی بعد از مقیاس کردن

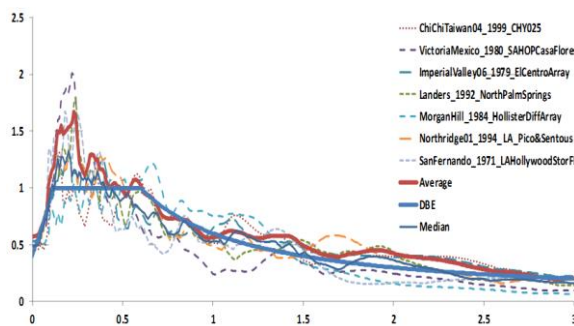


Fig. 20. Accelograms after scaling

۵-۲- نتایج حاصل از تحلیل‌های عددی

نتایج ثبت شده برای هر ساختمان شامل تاریخیچه زمانی تغییر مکان بام، دریف ت طبقات، بیشینه تغییر شکل محوری مهاربندها در طبقات مختلف و منحنی هیستریزس مهاربندها است. هر یک از ساختمان‌ها برای دو سطح زلزله DBE و MCE تحلیل شده‌اند. در شکل (۲۱) نمودارهای تاریخیچه زمانی شتاب‌نگاشت، تغییر مکان بام و برش پایه برای شتاب‌نگاشت چی‌چی سطح DBE برای ساختمان A ترسیم شده است. در شکل‌های (۲۲ و ۲۳) به طور نمونه نتایج مربوط به ساختمان B در سطح زلزله MCE نشان داده شده است. همچنین در شکل‌های (۲۴ و ۲۵) پوش مقدار تغییر شکل‌های محوری مهاربندها در ساختمان‌های A تا C با یکدیگر مقایسه شده است.

جدول ۴- مقاطع سازه‌ای در تحلیل‌های عددی (واحد: میلی‌متر)

beams	columns	braces		story
		CTD	cables	
IPE300	HE180A	12 t 20.0	6 D 11.17	6
IPE300	HE180A	20 t 20.0	6 D 15.24	5
IPE360	HE240A	20 t 20.0	6 D 15.24	4
IPE360	HE240A	24 t 20.0	8 D 15.24	3
IPE400	HE300A	24 t 20.0	8 D 15.24	2
IPE400	HE300A	32 t 20.0	8 D 15.24	1

Table 4. Structural sections in numerical modelings (values in mm)

جدول ۵. مقاطع محفظه خارجی و شفت داخلی مهاربند در تحلیل‌های عددی (واحد: میلی‌متر)

internal element	extenal element	story
CROSS250*200*15	BOX700*250*8	5-6
CROSS250*250*20	BOX700*300*8	3-4
CROSS300*300*20	BOX700*350*8	1-2

Table 5. External and internal sections of the brace in numerical modelings (values in mm)

به منظور انجام تحلیل‌های غیرخطی تاریخیچه زمانی از نرم‌افزار OpenSEES استفاده شده است. برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی مهاربندها در تحلیل‌های عددی، معادلات به دست آمده در بخش (۴-۱) مقاله به کار رفته است. شایان ذکر است که مشخصات مصالح مطابق مقادیر ذکر شده در بخش (۴-۲) مقاله است. همچنین رفتار مصالح تیرها و ستون‌های سازه با در نظر گرفتن نمودار دوخطی به صورت ارتجاعی-غیرارتجاعی مدل شده است.

برای انجام تحلیل‌های غیرخطی تاریخیچه زمانی از ۷ شتاب‌نگاشت مطابق جداول (۶ و ۷) استفاده شده است. همه شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل‌های تاریخیچه زمانی دارای بزرگی بین ۶ تا ۷ بوده و برای خاک نوع D که سرعت موج برشی آن بین ۱۸۳ تا ۳۶۶ متر بر ثانیه است انتخاب شده‌اند. همچنین فاصله ایستگاه ثبت شتاب‌نگاشت‌ها بین ۱۵ تا ۴۰ کیلومتر بوده است.

جدول ۶. شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده در تحلیل‌های عددی

station	earthquake	No.
CHY025	ChiChi Taiwan	1
SAHOP Casa Flores	Victoria Mexico	2
El Centro Array	Imperial Valley	3
North Palm Springs	Landers	4
Long Valley Dam	Chalfant Valley	5
LA-Pico & Sentous	Northridge	6
LAHollywood StorFF	San Fernando	7

Table 6. Accelograms in numerical analysis

شکل ۲۱. تاریخچه زمانی شتابنگاشت، تغییر مکان بام و برش پایه برای شتابنگاشت چی چی سطح DBE برای ساختمان A

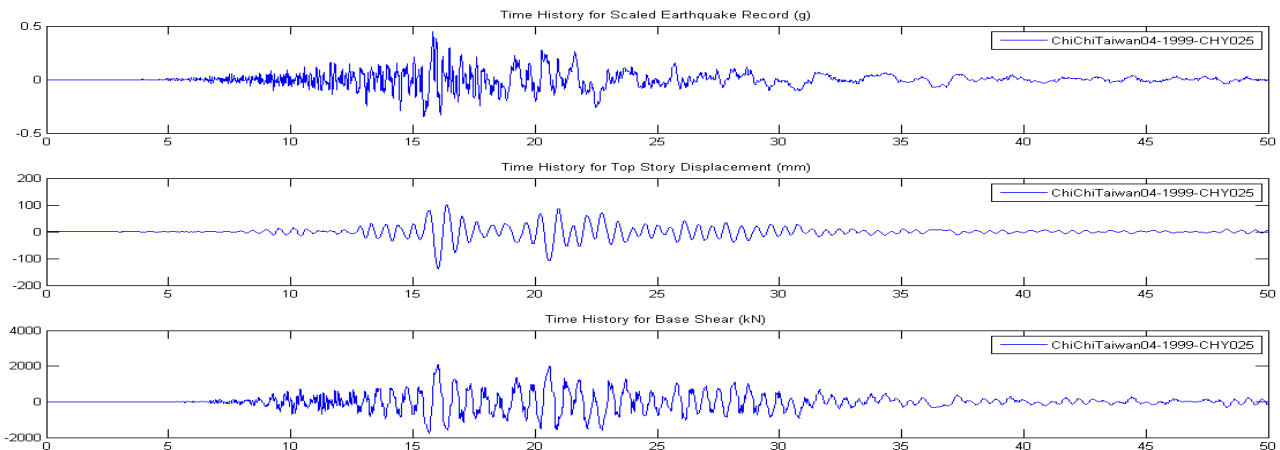


Fig. 21. Time-history of accelogram, roof displacement and base shear for Chi-Chi earthquake at DBE level for building

مربوط به میراگرها یا بعضاً کابل‌ها بوده است و بدنه مهاربندها نیز رفتاری ارتجاعی دارد. همچنین لازم به ذکر است، از آنجا که در تعیین مقاطع اعضای این مدل‌ها لینک‌های میراگر به ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده بودند که توانایی تحمل ۴۱/۵۵ میلی‌متر تغییرشکل بدون زوال مقاومت دارند، در نتایج تحلیل‌های غیرخطی مشاهده شد که میراگرها نهایتاً ۳۷/۷۲ میلی‌متر تغییرشکل می‌دهند و به مرحله زوال مقاومت نخواهند رسید، پس عدم مدلسازی زوال مقاومت میراگرها در درستی نتایج تحلیل‌های فوق مشکلی ایجاد نکرده است.

شکل ۲۳. حداکثر تغییرشکل محوری مهاربندها در طبقات تحت شتابنگاشت‌های مختلف MCE و مقایسه با تغییر مکان مجاز برای ساختمان B (محور افقی حداکثر تغییرشکل محوری مهاربندهای طبقه بر حسب میلی‌متر و محور قائم شماره طبقه)

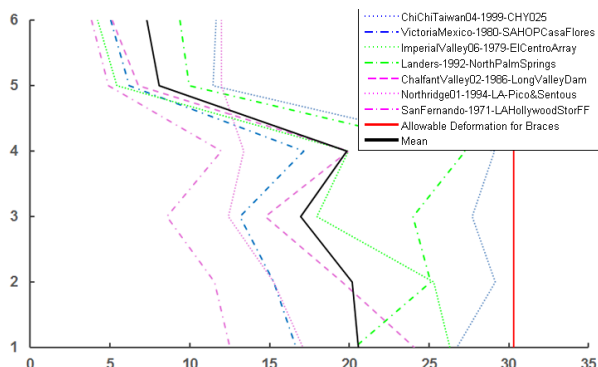


Fig. 23. Maximum axial deformation for braces under MCE earthquakes and maximum permissible deformation in building B (hor. Axis in axial deformation in mm and ver. Axis is story number)

شکل ۲۲. نمودار هیستریزیس مهاربندها تحت زلزله لاندرز در سطح خطر MCE در ساختمان B (محور افقی تغییرشکل مهاربند بر حسب میلی‌متر و محور قائم نیروی محوری مهاربند بر حسب کیلو نیوتن)

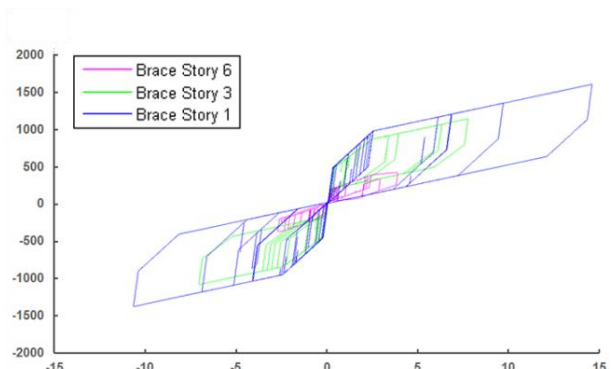


Fig. 22 Hysteresis behavior of braces under MCE earthquakes in building B (hor. Axis in axial deformation in mm and ver. Axis is axial force in kN)

در شکل‌های (۲۳ تا ۲۵) بیشینه مقدار مجاز تغییرشکل‌های محوری مهاربندها با خط قائم قرمز رنگ ارائه شده است که بیانگر بیشینه ظرفیت تغییرشکل محوری کابل‌های پیش‌تنیده در محدوده رفتار ارتجاعی است که تضمین‌کننده رفتار مرکزگرای کامل است. در شکل (۲۶) نیز مقدار تغییر مکان نسبی پسماند طبقات تحت زلزله MCE ارائه شده است. در نتایج تحلیل‌های غیرخطی، کنترل تیرها و ستون‌ها نشان داد که در هیچ یک از آنها تنش ایجاد شده به تنش تسلیم نرسیده و همگی رفتاری ارتجاعی دارند. در واقع رفتار غیرارتجاعی تنها در مهاربندها رخ داده است که البته تنها

بررسی شکل (۲۴) که در واقع پوش همه نتایج تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی تحت زلزله DBE برای هر سه ساختمان است، نشان می‌دهد که همه ساختمان‌ها در سطح زلزله DBE می‌توانند رفتار مطلوبی داشته باشند و ویژگی مرکزگرایی به طور کامل برای آنها محقق می‌شود. در واقع تغییرشکل محوری مهاربندها تحت اثر همه شتابنگاشت‌ها کمتر از تغییرشکل محوری مجاز آنها بوده است. با این حال بر اساس شکل (۲۵) می‌توان گفت که برای ساختمان‌های A و C در سطح زلزله MCE مقدار پوش تغییرشکل محوری مهاربندها بیشتر از تغییرشکل محوری مجاز آنها شده است. البته این موضوع برای همه شتابنگاشت‌ها صادق نبوده و برای اغلب شتابنگاشت‌ها تحت زلزله MCE ساختمان‌های A و C مشکلی ندارند. در هر حال راهکاری که می‌توان برای رفع ایراد طراحی ساختمان‌های A و C تحت زلزله MCE پیشنهاد داد، افزایش سختی مهاربند توسط افزایش تعداد کابل‌های پیش‌تنیده یا تعداد دندانه‌های میراگر است و یا اینکه از سازوکار ارائه شده در شکل (۱۰) استفاده شود تا تغییرمکان مجاز مهاربند افزوده شود.

همچنین نتایج تحلیل‌های غیرخطی نشان داد که تغییرمکان نسبی پسماند طبقات برای هر سه ساختمان تحت زلزله DBE در تمام طبقات برابر صفر است. از طرفی مطابق شکل (۲۶) در ساختمان‌های A و C تحت زلزله MCE در برخی طبقات تغییرمکان نسبی پسماند وجود دارد. به طور مثال در ساختمان A در طبقه اول مقدار $8/28$ میلی‌متر تغییرمکان نسبی پسماند وجود دارد که با توجه به ارتفاع 3300 میلی‌متری طبقات، معادل $0/025$ رادیان چرخش طبقه است. با توجه به پیشنهادات مک‌کورمک و همکاران [1] که در ابتدای مقاله گفته شد، این حد از تغییرمکان پسماند قابل قبول است.

۶- نتیجه گیری

در این مقاله سیستم مرکزگرایی بررسی شده که یک مهاربند فولادی متشکل از کابل‌های پیش‌تنیده به عنوان سازوکار بازگرداننده برای کاهش تغییرشکل پسماند است. همچنین از میراگرهایی به شکل دندانه-شانه‌ای که به صورت درون صفحه و خمشی عمل می‌کنند، برای تامین استهلاک انرژی بهره گرفته شده است. مهمترین نتایج حاصل از این

شکل ۲۴. پوش تغییرشکل محوری مهاربندها در طبقات تحت شتابنگاشت DBE برای سه ساختمان موردنظر (محور افقی حداکثر تغییرشکل محوری مهاربندهای طبقه بر حسب میلی‌متر و محور قائم شماره طبقه)

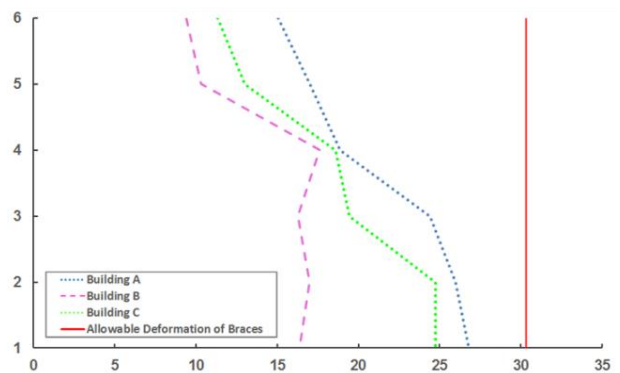


Fig. 24. Backbone of axial deformation for braces under DBE earthquakes and maximum permissible deformation (hor. Axis in axial deformation in mm and ver. Axis is story number)

شکل ۲۵. پوش تغییرشکل محوری مهاربندها در طبقات تحت شتابنگاشت MCE برای سه ساختمان موردنظر (محور افقی حداکثر تغییرشکل محوری مهاربندهای طبقه بر حسب میلی‌متر و محور قائم شماره طبقه)

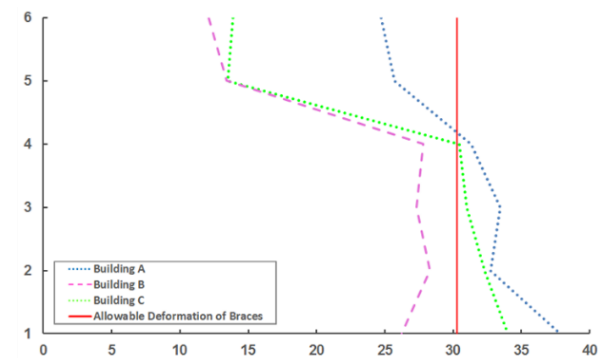


Fig. 25. Backbone of axial deformation for braces under MCE earthquakes and maximum permissible deformation (hor. Axis in axial deformation in mm and ver. Axis is story number)

شکل ۲۶- پوش تغییرمکان نسبی پسماند در طبقات تحت شتابنگاشت MCE برای سه ساختمان موردنظر (محور افقی حداکثر تغییرمکان پسماند طبقه بر حسب میلی-متر و محور قائم شماره طبقه)

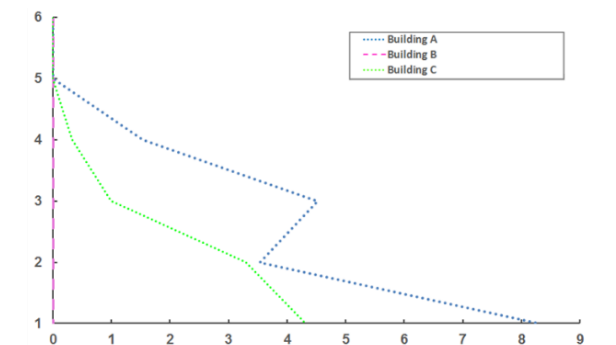


Fig. 26. Backbone of residual deformation for braces under MCE earthquakes (hor. Axis in axial deformation in mm and ver. Axis is story number)

self-centering moment connections with beam bottom flange energy dissipators. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(10-11), 1931-1941.

[7] Christopoulos, C., Filiatrault, A., Uang, C., & Folz, B. (2002). Posttensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames. *Journal of Structural Engineering*, 128(9), 1111-1120.

[8] Restrepo J. and Rahman A., (2007), "Seismic Performance of Self-Centering Structural Walls Incorporating Energy Dissipators," *Journal of Structural Engineering*, 133 (SPECIAL ISSUE: Precast-Prestressed Concrete Structures under Natural and Human-Made Hazards), pp 1560-1570.

[9] Hamid N.H. and Mander J., (2010), "Lateral Seismic Performance of Multipanel Precast Hollowcore Walls," *Journal of Structural Engineering*, 136 (7), pp 795-804.

[10] Deierlein G., Krawinkler H., Ma X., Eatherton M., Hajjar J., Takeuchi T., Kasai K., and Midorikawa M., (2011), "Earthquake resilient steel braced frames with controlled rocking and energy dissipating fuses," *Steel Construction*, 4 (3), pp 171-175.

[11] Ma X., Deierlein G., Eatherton M., Krawinkler H., Hajjar J., Kasai K., Midorikawa M., and Hikino T., (2010), "Large-Scale Shaking Table Test of Steel Braced Frame with Controlled Rocking and Energy-Dissipating Fuses," *Proceeding of the 9th National Conference on Earthquake Engineering*, Toronto, Canada.

[12] Christopoulos, C., Tremblay, R., Kim, H., & Lacerte, M. (2008). Self-Centering Energy Dissipative Bracing System for the Seismic Resistance of Structures: Development and Validation. *Journal of Structural Engineering*, 134(1), 96-107.

[13] Zhu, S., & Zhang, Y. (2007). Seismic behaviour of self-centring braced frame buildings with reusable hysteretic damping brace. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(10), 1329-1346.

[14] Braconi, A., Morelli, F., & Salvatore, W. (2012). Development, design and experimental validation of a steel self-centering device (SSCD) for seismic protection of buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(6), 1915-1941.

[15] O'Reilly, G. J., Goggins, J., & Mahin, S. A. (2012). Behaviour and design of a self-centering concentrically braced steel frame system. Paper presented at the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.

[16] Zhu, S., & Zhang, Y. (2008). Seismic Analysis of Concentrically Braced Frame Systems with Self-Centering Friction Damping Braces. *Journal of Structural Engineering*, 134(1), 121-131.

[17] Garivani, S., Aghakouchak, A. A., & Shahbeyk, S. (2016). Numerical and experimental study of comb-teeth metallic yielding dampers. *International Journal of Steel Structures*, 16(1), 177-196.

مقاله را می‌توان به شرح زیر خلاصه نمود.

مدلسازی اجزای محدود و نیز بررسی معادلات رفتاری این مهاربند نشان می‌دهد که قابلیت مرکزگرایی و استهلاک انرژی مناسبی می‌تواند توسط این مهاربند تامین شود.

با تغییر میزان پیش‌تندگی کابل‌ها یا تغییر در تعداد دندانه‌های میراگر در این مهاربند می‌توان مقدار مورد نظر از سختی و مقاومت را به دست آورد. برای افزایش قابلیت تغییرشکل مهاربند، افزایش طول مهاربند یا استفاده از سازوکار تلسکوپیک پیشنهاد شده است.

رفتار این مهاربند در نمونه‌هایی از سازه‌های ۶ طبقه برای شتاب‌نگاشت‌های مختلفی به وسیله تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی مورد بررسی قرار گرفته که بیانگر رفتار قابل قبول چنین سازه‌ای است.

همگی ساختمان‌های بررسی شده در تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی در زلزله سطح DBE رفتار مرکزگرا داشته و تغییرشکل محوری مهاربند در حد مجاز است. از طرفی در زلزله سطح MCE در برخی موارد تغییرشکل محوری مهاربندهای اولیه از حد مجاز فراتر می‌رود که بیانگر کاهش پتانسیل مرکزگرایی سازه است. برای مرتفع کردن این نقص، به طور نمونه می‌توان از راهکارهایی مانند افزایش تعداد کابل‌های پیش‌تینده یا تعداد دندانه‌های میراگر بهره برد.

References

۷- مراجع

- [1] McCormick J., Aburano H., Ikenaga M., and Nakashima M., (2008), "Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements," *Proceeding of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- [2] Dyke, S. J. (2010). "2020 vision for earthquake engineering research: Report on an openspace technology workshop on the future of earthquake engineering." , <http://nees.org/resources/1636>, (Nov. 3, 2010).
- [3] Erochko, J., Christopoulos, C., & Tremblay, R. (2012). Design and testing of an enhanced-elongation telescoping self-centering energy-dissipative (T-SCED) brace. Paper presented at the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.
- [4] Christopoulos, C., Tremblay, R., Kim, H., & Lacerte, M. (2008). Self-Centering Energy Dissipative Bracing System for the Seismic Resistance of Structures: Development and Validation. *Journal of Structural Engineering*, 134(1), 96-107.
- [5] Restrepo, J., "Self-Centering Precast Post-Tensioned Cantilever Walls - Theory and Experimental Work," *ASCE Structures Congress*, Seattle, WA, May 2007.
- [6] Chou, C. C., & Lai, Y. J. (2009). Post-tensioned

Introduction and Investigation of a New Steel Brace with Self-Centering and Energy Dissipating Capabilities

Mohsen Heidari¹, Ali Akbar Aghakouchak^{2*}

1. PhD Candidate, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

2. Prof., Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

* a_gha@modares.ac.ir

Abstract:

Current design philosophy for conventional lateral resisting systems is that the frames should not collapse during major earthquakes, however significant structural damage in elements such as beams, braces and sometimes columns may occur. The presence of residual drift due to inelastic deformations may hinder building occupancy or functionality after major earthquakes, and may increase associated repair costs significantly. During last two decades, practicing engineers and researchers have tried to develop seismic resisting systems that can minimize and potentially eliminate residual drift due to earthquakes. Proposed structural systems utilize the so-called “self-centering” systems that can improve the seismic behavior, provide higher resiliency and overcome the significant residual drift of conventional systems. Self-centering (SC) seismic resistant systems, introduced in the literature are developed for both steel and concrete structures. For the steel structures, they may be categorized into three primary groups: SC moment frames, SC rocking systems and SC braced frames. The most important similarity between self-centering systems is that the lateral load resistance of the system has a flag-shaped hysteretic loop. That is the characteristic of systems that self-center after large lateral displacements.

Considering the normal practices of construction industry in Iran, it is more feasible and favorable to use metal yielding dampers instead of viscous or friction dampers. Also considering the economic issues, self-centering mechanisms which use pretension tendons are more feasible compared to shape memory alloys. A yielding metallic damper called comb-teeth damper (CTD) provides energy dissipation mechanism. CTD is made of steel plates and includes a number of teeth that dissipate energy through in-plane flexural yielding. The new self centering brace (SCB) can substitute the conventional braces to provide desired seismic performance and to reduce residual deformations and repair costs. The proposed brace can be easily disassembled in the field which provides the possibility of inspection of the core after a large earthquake. Parameters of this system should be selected so that they can provide appropriate stiffness, strength and energy dissipating capacity.

In this paper, initially the overall mechanical behavior of the device has been defined in terms of its internal components, based on an analytical approach. The mechanical equations for the SCB were decomposed into two portions, which are the pretension tendons that cause the self-centering behavior and the CTD links that support the energy dissipation mechanism. Also finite element analysis has been conducted to verify the hysteretic responses and mechanics of the proposed SCB. Based on the results, the characteristics of finite element responses have good similarity with the analytical results and show that either of the approaches are reasonable to predict the SCB behavior. Then a parametric finite element analysis has been conducted by varying the mechanical properties of steel elements to optimize the properties of the system. The results show that the desired self centering and energy dissipating capacities would be achieved using the new SCB. Lastly, nonlinear time history analyses have been performed to investigate the characteristics of some 6 story steel buildings equipped with the new SCBs. The results confirm the feasibility of using the new SCBs in braced frame structures.

Keywords: Self-centering system, Energy dissipating dampers, reducing residual deformations, Comb-teeth damper.