

# معرفی یک سیستم لرزه‌بر مهاربندی شده ترکیبی به منظور عملکرد دو سطحی

مهدی علیرضایی<sup>۱</sup>، بهرخ حسینی هاشمی<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی دکترای سازه- پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

۲- دانشیار، پژوهشگاه زلزله شناسی و مهندسی زلزله

behrokh@iiees.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۳/۱۲/۵]

تاریخ دریافت: [۱۳۹۲/۱۱/۳]

**چکیده-** در این مقاله، یک پیکربندی ابتکاری برای مهاربندی جانبی قاب‌های فولادی ارائه و مورد بحث قرار خواهد گرفت. قاب مهاربندی شده برون محور و زانویی که در این مقاله تحت عنوان (EKB) نامیده می‌شود، از چهار قسمت سازه‌ای شامل، المان زانویی، مهاربند، تیر پیوند و ستون تشکیل یافته است. المان‌های زانویی و تیر پیوند به ترتیب نقش فیوزهای سازه‌ای را برای سیستم پیشنهادی بازی می‌کنند که توسط مفاصل برشی و خمشی ایجاد شده در آنها، وقتی سازه تحت جنبش متوسط و شدید زلزله قرار می‌گیرد، انرژی ورودی را مستهلک می‌کنند. مهاربند سختی قاب را تامین نموده و تا انتهای بارگذاری ارتجاعی باقی می‌ماند. برای بررسی رفتار سیستم، مطالعات عددی به وسیله برنامه معروف ANSYS انجام شده است. همچنین دو مدل تجربی با مقیاس ۱/۲ با استفاده پروتکل بارگذاری SAC و یک پروتکل بارگذاری ابتکاری مورد آزمایش قرار گرفتند. نتایج تجربی و عددی نشان می‌دهند که میزان شکل‌پذیری و انرژی تلف شده تجمعی به میزان قابل ملاحظه‌ای افزایش یافته است.

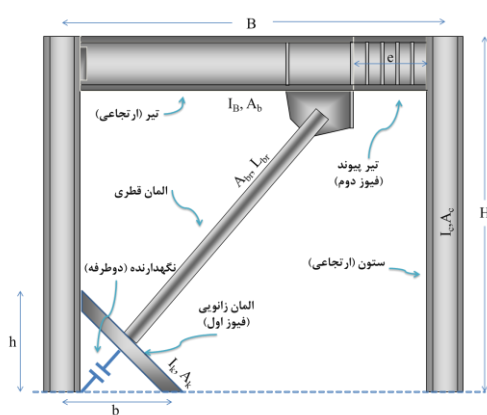
**واژگان کلیدی:** شکل‌پذیری، قاب مهاربندی شده، رفتار چرخه‌ای، قاب فولادی، عملکرد دو سطحی

## ۱- مقدمه

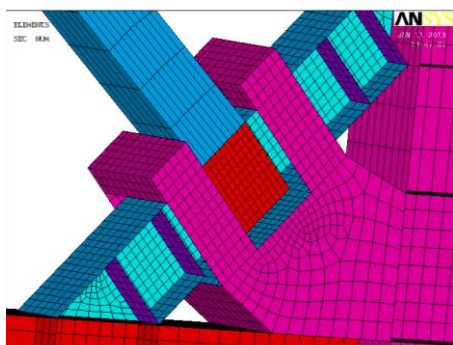
سیستم‌های لرزه‌بر قاب خمشی و قاب‌های مهاربندی شده هم محور، از دیرباز در سازه‌های فولادی مورد استفاده قرار گرفته‌اند. از آنجایی که سختی و شکل‌پذیری دو عامل مهم در تاثیرگذار در پاسخ لرزه‌ای یک سازه در حین زلزله است، اما هر یک از دو سیستم یاد شده بالا به صورت هم‌زمان این عامل را ندارند. قاب‌های مهاربندی شده هم‌گرا دارای سختی خوب ولی شکل‌پذیری نامناسب و قاب‌های خمشی دارای سختی پایین و شکل‌پذیری بالایی است [۱]. سیستم قاب مهاربندی شده واگرا و زانویی به ترتیب به وسیله‌ی رویدر و پوپوف [۱] و آریستیزابل اوچوا [۲] پیشنهاد شد. در سیستم قاب مهاربندی شده واگرا المان تیر پیوند و در قاب مهاربندی شده زانویی عضو زانویی به عنوان فیوز شکل‌پذیر سیستم، با جاری شده در برش و خمش، وظیفه اتلاف انرژی ورودی

زلزله را بر عهده دارند. با استفاده از مفهوم طراحی ظرفیتی، بقیه اجزای قاب (شامل عضو قطری، تیر و ستون) برای ظرفیت مورد انتظار از طرف هر یک از فیوزهای نام برده شده طراحی می‌شوند تا از وارد شدن این اجزاء به حیطه غیرارتجاعی اطمینان به دست آید. انگلهارد و پوپوف [۳] مطالعه تجربی بر روی سازه‌های قاب مهار شده واگرا با تیر پیوند بلند که به ستون متصل شده بود را به منظور پژوهش درباره ناپایداری‌های محتمل قطعه تیر خارج از تیر پیوند و درک سازوکارهای جاری در تیرهای پیوند بلند انجام دادند. اوکازاکی و همکارانش [۴] مجموعه‌ای از ۲۳ آزمایش را برای بررسی عملکرد تیرهای پیوند در قاب‌های مهار شده واگرا فولادی مقاوم در برابر زلزله تحت بارگذاری متناوب انجام دادند. ریچارد و یانگ [۵] در مقاله‌ای تاثیر نسبت عرض به ضخامت بال در عملکرد تیرهای پیوند

یکی مزایای این طرح این است که در اثر زلزله‌های شدید عضو منحصر به فردی از مهاربند به یکباره وارد تغییر شکل‌های غیر خطی نشده و در اثر از بین رفتن مقاومت و سختی آن، مقاومت جانبی سازه در مقابل سیکل‌های بعدی و یا زلزله شدیدتر بعد، از بین نمی‌رود و بعد از طی این مراحل سازه وارد استفاده از ظرفیت جدیدی می‌شود. از طرفی این نهایت استفاده از تیرهای پیوند و تغییر شکل‌های خمیری آنها باعث اتلاف انرژی بیشتر نسبت به سیستم‌های یک مرحله‌ای می‌شود. برای استفاده بهینه از مصالح می‌توان قطعه نگه‌دارنده را از فولاد پرمقاومت تهیه کرد. دستگاه متوقف کننده جابه‌جایی باید در تمام طول بارگذاری ارتجاعی باقی بماند و از سختی بالایی برخوردار باشد. همان‌گونه که در شکل (۱) نشان داده شده است، اتصال تیر پیوند به ستون و همچنین اتصال عضو زانویی به تیر و ستون به صورت گیردار در نظر گرفته شده است. لیکن اتصال تیر خارج از تیر پیوند و همچنین اتصال پای ستون‌ها بصورت مفصلی است.



شکل ۱- پیکربندی در نظر گرفته شده



شکل ۲- قطعه نگه‌دارنده به همراه مش‌بندی

را به وسیله مدل اجزای محدود مورد بررسی قرار دادند. ریچارد و یانگ [۶] پروتکل بارگذاری اصلاح شده‌ای را ارائه کردند تا بتوانند عملکرد تیر پیوند در برابر زلزله‌های واقعی را بطور منطقی‌تری بدست آورند. خسروی و مفید [۷] نشان دادند که رفتار غیرخطی مهاربند زانویی تحت بارهای جانبی در مودهای تسلیم خمشی و برشی به پیکربندی آن وابسته است. حسینی هاشمی و عالمی [۸] در یک مطالعه رفتار قاب‌های مهاربندی شده زانویی را با مهاربندهای هم‌مرکز مقایسه کردند. زهرایی و جلالی [۱۴]، در یک بررسی تحلیلی و آزمایشگاهی، مطالعاتی را روی رفتار غیرارتجاعی قاب‌های مهاربندی شده زانویی انجام دادند. ایشان با بررسی دو نمونه آزمایشگاهی، میزان میرایی ویسکوز معادل برای قاب‌های مهاربندی شده زانویی را ۲۳ درصد تعیین نمودند.

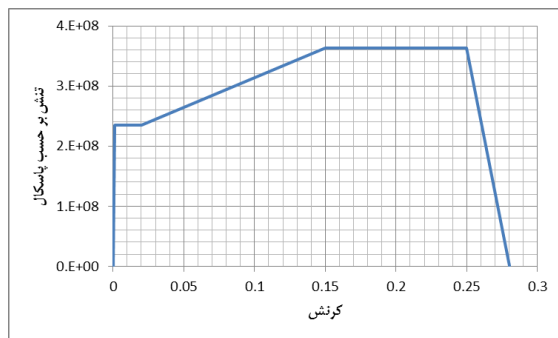
در این مقاله سیستم جدیدی از ترکیب قاب مهاربندی زانویی و واگرا، بررسی و مطالعه قرار خواهند شد که پیکربندی پیشنهادی در شکل (۱) نشان داده شده است. در این پیکربندی اجزای قاب به گونه‌ای طراحی شده‌اند که در زلزله‌های متوسط (تغییر مکان‌های جانبی کم) ابتدا عضو زانویی وارد ناحیه غیرارتجاعی شده و اتلاف انرژی ورودی را انجام دهد. بعد از تجربه تغییر شکل‌های غیرارتجاعی به وسیله عضو زانویی، برای جلوگیری از سری شدن سختی عضو زانویی و تیر پیوند، یک وسیله نگه‌دارنده که دارای رواداری مناسب برای حرکت المان زانویی است تعبیه شده است. نمونه‌ای از این قطعه که در مدل‌های المان محدود بررسی شده، که در این مطالعه، استفاده شده، در شکل (۲) نشان داده شده است. با وجود آیین‌نامه‌های رایج طراحی براساس مقاومت، ورود سازه به حیطه غیرارتجاعی در زلزله‌های متوسط مجاز نیست، اما با توجه به اینکه معیار آیین‌نامه‌ها در طراحی، تنها بر روی بیشینه شتاب طرح منطقه است، بسیاری دیگر از عوامل مانند محتوای فرکانسی و مدت دوام زلزله، در آنها دیده نمی‌شود. بنابراین ممکن است سازه تحت جنبش‌های متوسط زمین نیز دچار رفتارهای غیرارتجاعی شود.

## ۲- مدلسازی پیکربندی پیشنهادی

در این پیکربندی ابتدا با انتخاب یک سطح جابه‌جایی به عنوان سطح خطر پایین‌تر برای سازه، المان زانویی به گونه‌ای طراحی می‌شود که جاری شود. برای طراحی اولیه به جای استفاده از نیرو، از جابه‌جایی هدف استفاده شده است. بدین معنی که المان زانویی برای سطح جابه‌جایی کمتر از زلزله طرح، طراحی شد و در پایان تیر پیوند برای زلزله طرح کنترل شد. بدین منظور از جدول C1-3 آیین‌نامه FEMA356 استفاده شد [۹]. در این جدول سطوح مختلف عملکردی برای ساختمان‌های مختلف داده شده است. مقدار نسبت تغییر مکان طبقه برای ساختمان‌های مهاربندی شده به نقل از FEMA356 برابر ۰/۵٪ به صورت ماندگار در سطح عملکرد LS و ۰/۲٪ به صورت ماندگار در سطح عملکرد CP است [۹]. سطح عملکرد عضو زانویی (فیوز اول) برابر ۰/۱٪ و سطح عملکرد تیر پیوند (فیوز دوم) برابر ۰/۲٪ ارتفاع قاب در نظر گرفته شد. بدین منظور عضو زانویی برای برش پایه حاصل از سطح عملکرد اول و تیر پیوند برای برش پایه حاصل از سطح عملکرد دوم طراحی شد. برای طراحی تیر خارج از تیر پیوند، عضو قطری و ستون از مفهوم طراحی ظرفیتی و استفاده تنش تسلیم مورد انتظار فیوزهای سازه‌ای استفاده شد. ابعاد هر دو فیوز سازه‌ای طوری در نظر گرفته شد که جاری شدن و استهلاک انرژی آن‌ها در برش صورت گیرد.

به منظور بررسی عملکرد این سیستم مهاربندی با سیستم‌های مهاربندی متناظر، سه مدل دیگر از قاب‌های مهاربندی شده برون محور (EBF)، هم‌محور (CBF) و زانویی (KBF) نیز طراحی و با سیستم ترکیبی (EKB) بررسی شد. برای طراحی این مدل‌ها نیز از مفهوم استفاده شده برای طراحی پیکربندی ترکیبی استفاده شد. به منظور جلوگیری از اندرکنش قاب، در تمام قاب‌های مهاربندی شده، اتصال تیر به ستون به صورت مفصلی در نظر گرفته شده است. در جدول (۱) مشخصات نمونه‌ها برای مطالعه عددی نشان داده شده است.

برای اعضای جاری شونده و اعضای قاب از فولاد ST37 با مدول یانگ  $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ، نسبت پواسون ۰.۳، تنش جاری شدن  $2400 \text{ kg/cm}^2$  و تنش نهایی  $3700 \text{ kg/cm}^2$  استفاده شده است. نمودار تنش کرنش استفاده شده برای مدلسازی به صورت پنج خطی (برای در نظر گرفتن آثار سخت شونده‌گی کرنشی) در شکل (۳) نشان داده شده است.



شکل ۳- نمودار تنش-کرنش مورد استفاده در مدلسازی

رفتار فولاد در مدل المان محدود به صورت رفتار خمیری سخت شونده سینماتیک<sup>۱</sup> (برای در نظر گرفتن اثر باشینگر) و به صورت مستقل از سرعت<sup>۲</sup> مدل سازی شد. بقیه مشخصات استفاده شده در مدلسازی قاب به صورت زیر است (هر یک از پارامترهای ذیل در شکل (۱) معرفی شده‌اند):

$$B=4.5 \text{ m} \quad H=3 \text{ m} \\ b=0.8 \text{ m} \quad h=0.8 \text{ m} \quad e=0.9 \text{ m}$$

تمام ابعاد یاد شده در نمونه‌های ساخته شده، ثابت در نظر گرفته شده است؛ تا امکان مقایسه هم‌زمان آن‌ها وجود داشته

جدول ۱- مشخصات نمونه‌ها برای مطالعه عددی

نمونه	تعداد میراگر	عضو زانویی	تیر پیوند	مهاربند
CBF	۱	-	-	قوطی <sup>۱</sup>
EBF	۱	-	H شکل <sup>۳</sup>	قوطی <sup>۲</sup>
KBF	۱	H شکل <sup>۴</sup>	-	قوطی <sup>۲</sup>
EKB	۲	H شکل <sup>۵</sup>	H شکل <sup>۶</sup>	قوطی <sup>۲</sup>

۱- مربعی با بعد خارجی ۱۵ سانتیمتر و ضخامت ۸ میلی‌متر

۲- مربعی با بعد خارجی ۱۶ سانتیمتر و ضخامت ۱۰ میلی‌متر

۳- ارتفاع جان ۳۰ سانتیمتر، ضخامت جان ۶ میلی‌متر، ضخامت بال ۱۲ میلی‌متر

۴- ارتفاع جان ۲۰ سانتیمتر، ضخامت جان ۶ میلی‌متر، ضخامت بال ۱۰ میلی‌متر

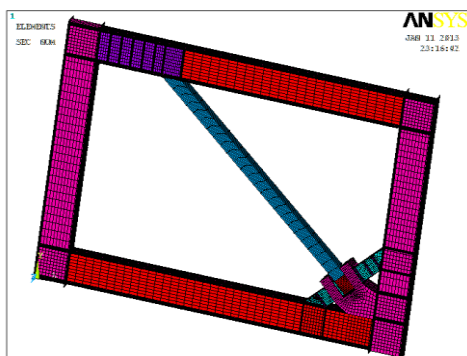
۵- ارتفاع جان ۲۰ سانتیمتر، ضخامت جان ۶ میلی‌متر، ضخامت بال ۱۲ میلی‌متر

۶- ارتفاع جان ۴۰ سانتیمتر، ضخامت جان ۸ میلی‌متر، ضخامت بال ۱۵ میلی‌متر

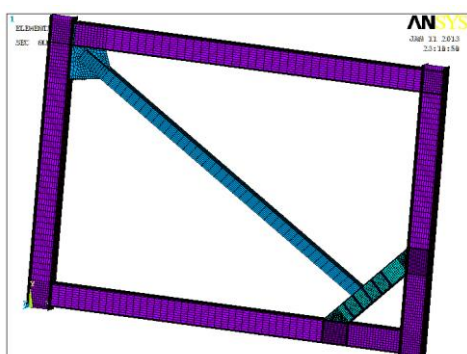
<sup>1</sup> Kinematic hardening plasticity

<sup>2</sup> Rate independent

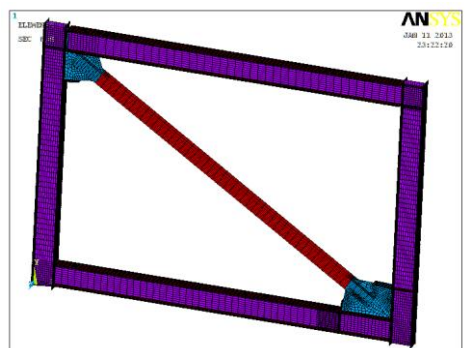
شود. در شکل‌های (۴) تا (۷) قاب‌های مورد بررسی نشان داده شده‌اند.



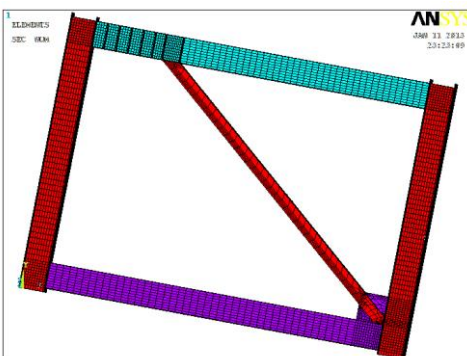
شکل ۴- قاب EKB مدلسازی شده



شکل ۵- قاب KBF مدلسازی شده



شکل ۶- قاب CBF مدلسازی شده



شکل ۷- قاب EBF مدلسازی شده

باشد. نسبت مناسب ارتفاع قاب به طول محل اتصال عضو زانویی به ستون بنابر نتایج آزمایش‌های هانگ ژن و همکارانش [۱۰]، ۰/۱۵ تا ۰/۳ به دست آمده است که این نسبت در مدل‌های مورد بررسی در این مقاله ۰/۲۶ است و برای اینکه قبل از تسلیم خمشی، تسلیم برشی بتواند روی دهد، توصیه نموده‌اند که طول عضو زانویی مطابق با رابطه میانی آن در نظر گرفته شده است. در ادامه با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود ANSYS<sup>ver12</sup> مدلسازی قاب‌ها انجام شد. به منظور درک رفتار واقعی سازه برای مدلسازی تمام اجزای قاب از المان پوسته‌ای ۱۸۱ (Shell181) استفاده شد. این المان دارای چهار گره بوده که هر گره دارای سه درجه آزادی انتقالی در راستای محورهای x، y و z و ۳ درجه آزادی حول محورهای x، y و z که برای مدلسازی ورق‌های نازک و رفتار فراراتجاعی مناسب بوده و قادر به تحمل نیروهای غشائی و خمشی است. ویژگی‌های مهم این نوع المان کاربرد در محدوده خطی، دوران‌های بزرگ و یا کرنش‌های بزرگ غیرخطی است. ابعاد المان‌ها نیز به گونه‌ای در نظر گرفته شده که با کوچکتر کردن المان‌ها پاسخ‌های سازه تغییر چندانی نمی‌کند. برای عضو زانویی استفاده شده در قاب EKB داریم:

$$M_p^* = b_f t_f (d - t_f) F_y = 0.977 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (1)$$

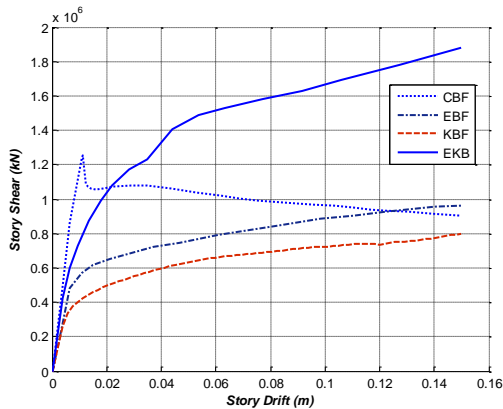
$$V_p = \frac{F_y}{\sqrt{3}} t_w (d - t_f) = 17.5 \times 10^3 \text{ kg} \quad (2)$$

$$L_k = 113 \text{ cm} < \frac{4M_p^*}{V_p} = 223 \text{ cm} \quad (3)$$

که در روابط (۱) تا (۳)، ضخامت بال،  $t_w$  ضخامت جان،  $b_f$  عرض بال،  $h$  ارتفاع مقطع و  $F_y$  تنش تسلیم فولاد می‌باشد. به منظور اطمینان از رفتار تیر پیوند برای سازوکار تسلیم برشی، طول تیر پیوند نیز مطابق با ضوابط مبحث دهم از مقررات ملی طراحی شده است که در برش جاری

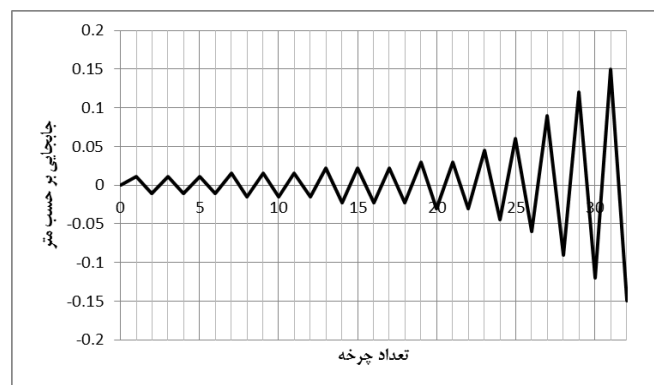
### ۳- مطالعات عددی

قاب‌های مورد نظر تحت بار گذاری شبه استاتیکی چرخه‌ای و از نوع کنترل شونده به وسیله تغییر مکان قرار گرفتند. در این بررسی با توجه به حضور دو فیوز در سیستم، از پروتکل SAC [۸] استفاده شد که در شکل (۸) مشاهده می‌شود. در این روش از گزینه تحلیل غیرخطی با تغییر مکان‌های بزرگ استفاده شده است. در این روش آثار کمانش غیر خطی و کمانش موضعی به طور خودکار بر مبنای مودهای کمانشی اعمال می‌شود. این روش زمان‌بر بوده و نیاز به سعی و خطای بیشتری برای رسیدن به همگرایی دارد اما نتایج دقیقی را ارائه می‌دهد. بارگذاری به وسیله تغییر مکان در جهت افقی در تراز تیر بالایی به نمونه اعمال می‌شود. همان‌گونه که دیده می‌شود میزان جابه‌جایی نهایی اعمال شده بر نمونه‌ها (با ارتفاع ۳ متر) تقریباً ۲/۵ برابر میزان جابه‌جایی نسبی مجاز این سیستم‌ها بر طبق آیین‌نامه است.



شکل ۹- رفتار مهاربندهای ترکیبی، هم‌محور، برون محور و زانویی تحت بار افزون

قاب‌های مهاربندی شده EBF و KBF تحت بار افزون دارای رفتار نسبتاً یکسانی است، گرچه میزان مقاومت جانبی قاب مهاربندی شده EBF اندکی بیشتر از قاب KBF است. به‌رحال هر دو قاب اشاره شده، با شیب مثبت و یکسانی مسیر را طی می‌کنند. همان‌گونه که از شکل دیده می‌شود، قاب EKB در حین بارگذاری جانبی به محض برخورد المان زانویی به وسیله قفل‌شونده، افزایش سختی داده در این نقطه تیر پیوند شروع به غیرخطی شدن می‌نماید. رفتار این قاب نسبت به سه قاب دیگر از بهبود قابل توجه برخوردار بوده و با شیب مثبتی به مسیر خود ادامه می‌دهد. در شکل (۱۰) منحنی نیرو-جابه‌جایی برای قاب‌های مهاربندی شده برای مقایسه به صورت هم‌زمان نشان داده شده است. در شکل‌های (۱۱) تا (۱۳) منحنی نیرو-جابه‌جایی برای قاب مهاربندی شده ترکیبی و سایر قاب‌ها به صورت دو به دو برای مقایسه رفتار رفت و برگشتی آنها نشان داده شده است.

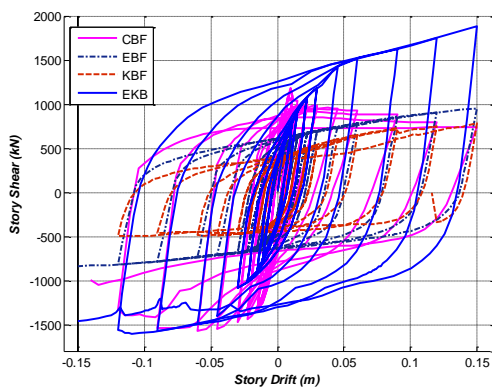


شکل ۸- چرخه‌های بارگذاری شده بر نمونه‌ها براساس الگوی پیشنهادی

SAC [۸]

### ۴- مقایسه رفتار مهاربند ترکیبی با مهاربندهای واگرا، همگرا و زانویی

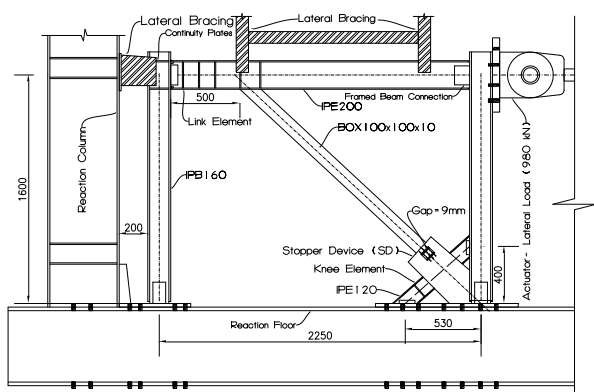
نتیجه تحلیل بارافزون برای هر یک از قاب‌های مورد مطالعه در شکل (۹) نشان داده شده است. همانطور که دیده می‌شود، مهاربند CBF، دارای سختی و مقاومت اولیه بیشتری نسبت به بقیه نمونه‌ها می‌باشد، لیکن مقاومت آن بعد از کمانش عضو قطری دچار افت قابل توجهی شده و با شیب منفی پیش می‌رود.



شکل ۱۰- منحنی‌های نیرو-جابه‌جایی برای قاب‌های مهاربندی شده به صورت یکجا

### ۵- برنامه آزمایشگاهی و صحت سنجی

برای درک بهتر پیکربندی پیشنهادی، با توجه به محدودیت‌های موجود، دو نمونه آزمایشگاهی از پیکربندی پیشنهادی و با مقیاس ۱/۲ در آزمایشگاه پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله ساخته شد. برای درک رفتار فراررتجاعي مدل‌ها از آزمایش چرخه‌ای استفاده شد. مدل‌های آزمایشگاهی، به صورت کاملاً یکسان، اما با پروتکل‌های بارگذاری متفاوت مورد بررسی قرار گرفتند. در شکل (۱۴) جزئیات اجرایی و ابعاد نمونه‌های آزمایشگاهی نشان داده شده است.



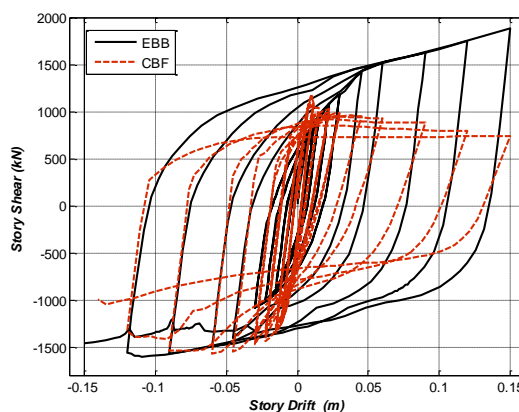
شکل ۱۴- جزئیات اجرایی برای برنامه آزمایشگاهی

برای آزمایش از یک جک با ظرفیت ۹۸۰ کیلونیوتن استفاده شد. در شکل (۱۵) نمایی از مدل آزمایشگاهی ساخته شده نشان داده شده است.

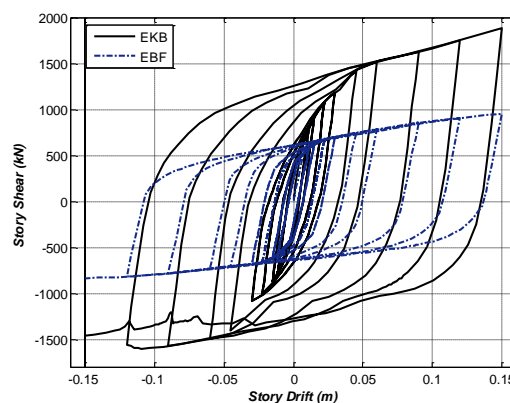


شکل ۱۵- نمایی از مدل آزمایشگاهی ساخته شده

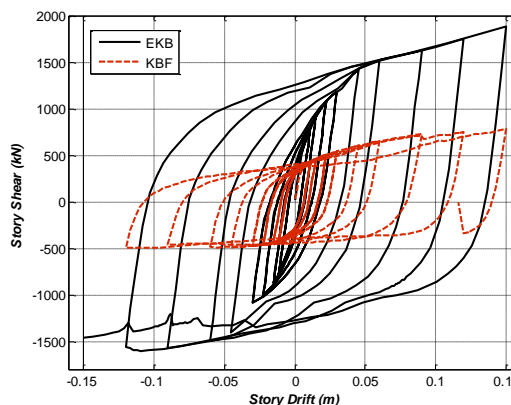
همچنین در جدول (۲) مشخصات نمونه‌های مورد آزمایش نشان داده شده است. در شکل (۱۶) پروتکل‌های بارگذاری برای نمونه‌های مورد بررسی نشان داده شده است. پروتکل



شکل ۱۱- منحنی‌های نیرو-جاب‌جایی برای قاب‌های مهاربندی شده ترکیبی و هم‌محور



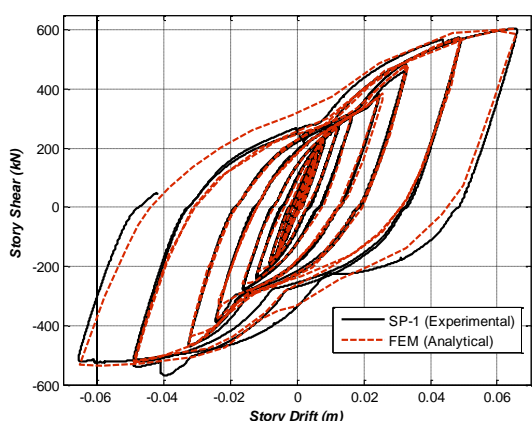
شکل ۱۲- منحنی‌های نیرو-جاب‌جایی برای قاب‌های مهاربندی شده ترکیبی و برون محور



شکل ۱۳- منحنی‌های نیرو-جاب‌جایی برای قاب‌های مهاربندی شده ترکیبی و زانویی

همان‌گونه که از شکل‌های یاد شده پیداست، سطح زیر منحنی نیرو - جاب‌جایی در تمام نمونه‌ها برای قاب مهاربندی شده ترکیبی (EKB) نسبت به سایر قاب‌ها از ارتقاء قابل ملاحظه‌ای برخوردار است.

میزان رواداری قطعه نگه‌دارنده متناسب با حرکت سازه برای تسلیم عضو زانویی ۹ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. برای کنترل صحت نتایج عددی، نمونه شماره یک به وسیله‌ی نرم‌افزار المان محدود ANSYS مدل‌سازی شد. نتایج به دست آمده از تحلیل چرخه‌ای و مقایسه بین مدل آزمایشگاهی شماره یک و نتایج به دست آمده از مدل‌سازی عددی در شکل (۱۸) نشان داده شده است. همان‌گونه که دیده می‌شود، انطباق خوبی بین نتایج آزمایشگاهی و عددی ایجاد شده است. برای تمام منحنی‌های چرخه‌ای، جابه‌جایی بام در برابر برش پایه ترسیم شده است.



شکل ۱۸- مقایسه منحنی چرخه‌ای حاصل از نمونه آزمایشگاهی شماره یک و منحنی حاصل از مدل‌سازی عددی

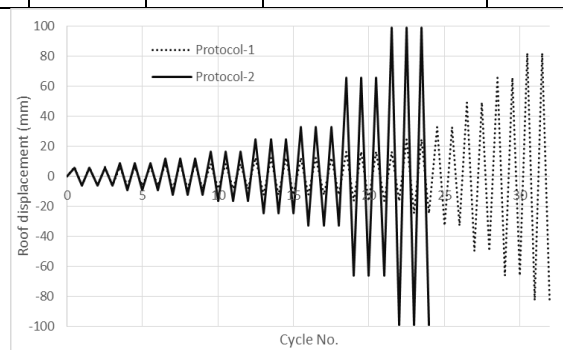
همانطور که شکل (۱۸) پیداست، منحنی چرخه‌ای به دو قسمت کلی تقسیم شده است. منحنی‌های با سطح کمتر مربوط به اتلاف انرژی المان زانویی و منحنی‌های بزرگتر مربوط به اتلاف انرژی المان تیر پیوند است. برای تعیین مشخصات مصالح برای مدل‌سازی از آزمایش کوپن بر روی جان المان زانویی و المان تیر پیوند استفاده شد. در شکل (۱۹) منحنی تنش کرنش برای مصالح جان تیر پیوند و المان زانویی حاصل از آزمایش کوپن نشان داده شده است. نمونه شماره ۲ در انتهای آزمایش چرخه‌ای در شکل (۲۰) نشان داده شده است.

در جدول (۳) مشخصات اساسی مدل‌های آزمایشگاهی شامل سختی، مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی و همچنین شکل‌پذیری آنها نشان داده شده است. برای تعیین مقاومت

شماره ۱، براساس SAC بوده و پروتکل بارگذاری شماره ۲، به‌صورت ابتکاری انتخاب شده است. معیار انتخاب دامنه‌های جابه‌جایی برای پروتکل بارگذاری دوم، میزان بیشینه حساسیت فیزهای سازه است.

جدول ۲- مشخصات نمونه‌ها برای مطالعه آزمایشگاهی

نمونه	مقطع تیر پیوند	مقطع زانویی	مقطع مهاربند	بارگذاری
SP-1	IPE200	IPE120	Box100x100x10	Protocol-1
SP-2	IPE200	IPE120	Box100x100x10	Protocol-2

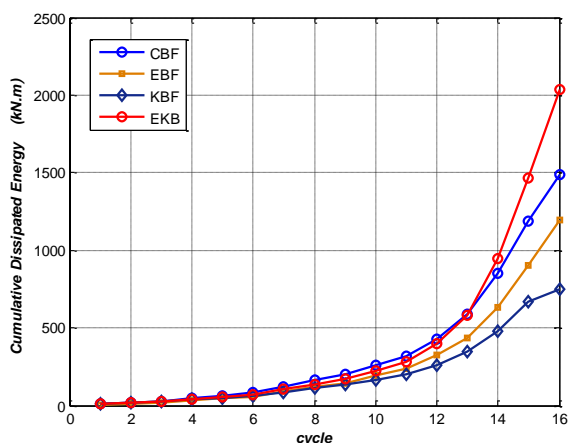


شکل ۱۶- جزئیات اجرایی برای برنامه آزمایشگاهی

برای درک بهتر چگونگی عملکرد قطعه نگه‌دارنده جابه‌جایی المان زانویی، جزئیات بیشتری از آن در شکل (۱۷) نشان داده شده است.



شکل ۱۷- جزئیات اجرایی قطعه نگه‌دارنده

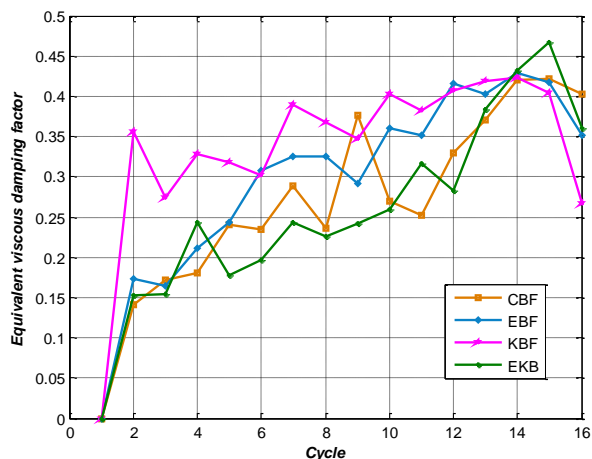


شکل ۲۱- انرژی مستهلک شده تجمعی برای نمونه ۱

در شکل (۲۲) ضریب میرایی ویسکوز هر یک از نمونه‌های مورد مطالعه در سیکل‌های مختلف نشان داده شده است. میرایی ویسکوز معادل طبق رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \left[ \frac{E_D}{E_s} \right] \quad (4)$$

$$E_s = \frac{1}{8} (F_1 - F_2) \times (\Delta_1 - \Delta_2) \quad (5)$$



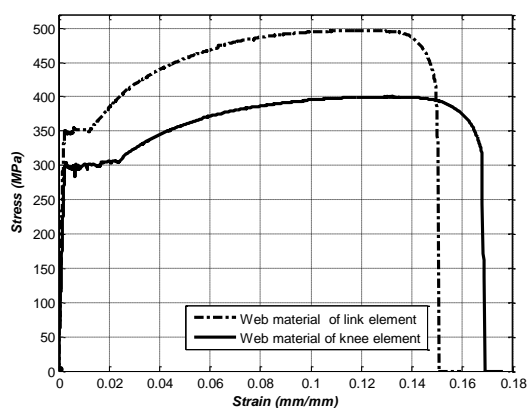
شکل ۲۲- نسبت میرایی معادل

پارامترهای بکار رفته در رابطه (۵) در شکل (۲۳) نشان داده شده است. همانطور که دیده می‌شود این ضریب در سیکل‌های بالا برای سیستم EKB بیشتر از بقیه سیستم‌ها است ولیکن در سیکل‌های پایین در اکثر نواحی از بقیه قاب‌ها کمتر می‌باشد.

تسلیم، از روش دوخطی نمودن منحنی پوش، که در FEMA356 آمده، استفاده شده است [۹].

جدول ۳- مشخصات اساسی سیستم‌های مورد بررسی

نمونه	سختی (K)	مقاومت تسلیم (F <sub>y</sub> )	مقاومت نهایی (F <sub>u</sub> )	شکل‌پذیری
	kN/m	kN	kN	$\mu = \Delta_u / \Delta_y$
SP1	28400	420	600	5.8
SP2	28400	345	630	8



شکل ۱۹- منحنی تنش- کرنش مصالح



شکل ۲۰- نمونه شماره ۲ در انتهای آزمایش

در شکل‌های (۲۱) میزان اتلاف انرژی مستهلک شده تجمعی در طی سیکل‌های بارگذاری برای قاب‌های مختلف مورد مطالعه در تحلیل‌های عددی، نشان داده شده است. همان‌گونه که دیده می‌شود در سیکل‌های بالای بارگذاری میزان اتلاف انرژی در قاب مهاربندی شده ترکیبی (EKB) به میزان زیادی افزایش یافته که ناشی از ورود فیوز دوم (تیر پیوند) به ناحیه غیراتجاعی است.

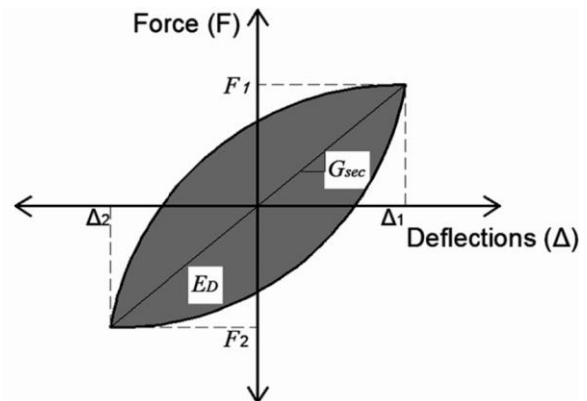


قاب مهاربندی شده زانویی به صورت با هم معرفی، و مورد ارزیابی قرار گرفت. براساس نتایج به دست آمده می‌توان نشان داد که این سیستم دارای رفتار بهتری نسبت به قاب‌های مهاربندی شده مشابه است. به گونه‌ای که مزایای تمام قاب‌های دیگر از جمله سختی و شکل‌پذیری را به صورت یکجا دارد. همچنین از دیگر مزایای این سیستم افزایش تعداد فیوزهای سازه‌ای است که منجر به افزایش شکل‌پذیری سیستم خواهد شد.

براساس مطالعات عددی و همان‌گونه که در شکل (۲۴) نشان داده شده است، سختی قاب مهاربندی شده EKB نسبت به بقیه قاب‌ها (حتی قاب CBF) در سیکل‌های بالای بارگذاری بیشتر می‌باشد. منحنی‌های هیستریزس به دست آمده از تحلیل اجزاء محدود برای قاب مورد بررسی نشان‌دهنده سطح زیر منحنی بیشتر این قاب نسبت به قاب‌های مهاربندی شده دیگر است. در این سیستم به علت وجود وسیله اتصال قفل کننده می‌توان از بیشینه ظرفیت قطعه زانویی تا حد تسلیم کامل استفاده کرد و در چرخه‌های متعدد بارگذاری از نهایت استهلاك انرژی بهره برد در صورتی که در انواع قبلی تغییر شکل بیش از حد در عناصر مقاوم، باعث از بین رفتن سختی جانبی سازه و فروریختن آن می‌شود.

در صورت انتخاب تیرپیوند قوی‌تر یا عضو زانویی ضعیف‌تر، مقدار اضافه مقاومت سیستم مقاوم جانبی پس از برخورد عضو زانویی با وسیله قفل کننده بیشتر شده و استهلاك انرژی بیشتری در سطح دوم خطر حاصل می‌شود.

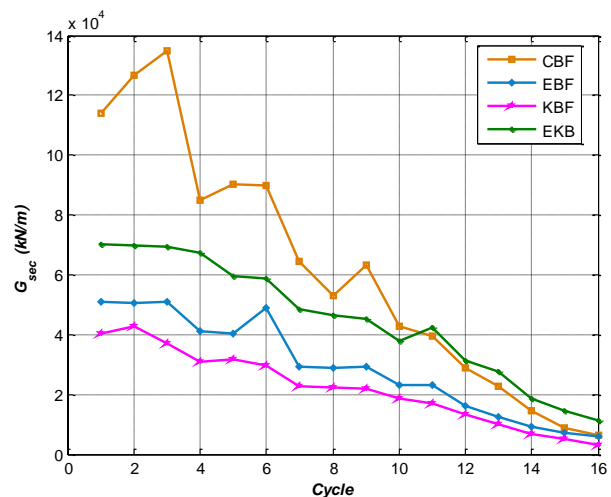
مطابق شکل (۲۲) بیشینه میزان میرایی ویسکوز معادل برای مدل عددی پیکربندی پیشنهادی در حدود ۴۵٪ به دست آمد. در مطالعات تجربی که پیش‌تر زهرایی و جلالی [۱۲] روی مهاربندهای زانویی انجام دادند میزان میرایی ویسکوز را برای قاب‌های زانویی ۲۱٪ به دست آورده بودند. همچنین در مطالعه تجربی دیگری که ناطقی و خزایی [۱۴] روی دیوارهای برشی فولادی به انجام رساندند، میزان میرایی ویسکوز معادل را برای این قاب‌ها حداکثر ۱۸٪ به دست آوردند. از مقایسه نتایج مقادیر میزان میرایی معادل که در مطالعات گذشته به دست آمده می‌توان نتیجه گرفت، سیستم



شکل ۲۳- یک حلقه از منحنی هیستریزس سیستم

همچنین در شکل (۲۴) سختی سکانتی در هر سیکل از بارگذاری برای هر یک از قاب‌های مورد بررسی در مطالعات عددی نشان داده شده است. این پارامتر با استفاده از رابطه (۶) و با توجه به شکل (۲۳) به دست می‌آید.

$$G_{sec} = \frac{\Delta F}{\Delta L} = \frac{F_1 - F_2}{\Delta_1 - \Delta_2} \quad (6)$$



شکل ۲۴- یک حلقه از منحنی هیستریزس سیستم

همان‌گونه که از شکل پیداست، میزان سختی مماسی قاب CBF در سیکل‌های پایین بارگذاری نسبت به بقیه قاب‌ها مقدار بیشتری را نشان می‌دهد ولیکن این مقدار برای قاب ترکیبی EKB در سیکل‌های بالای بارگذاری نسبت به بقیه قاب‌ها ارتقاء پیدا نموده و به میزان بیشتری می‌رسد.

## ۶- نتیجه‌گیری

در این پژوهش به صورت عددی و آزمایشگاهی نوعی قاب مهاربندی شده ترکیبی متشکل از قاب مهاربندی شده واگرا و

7- Mofid, M.; Khosravi, P. "Non-linear analysis of disposable knee bracing", *Computers and Structures*, No. 75, pp. 65-72, 2000.

پیشنهادی در این پژوهش دارای قابلیت مناسبی در میزان جذب انرژی، دارد.

۸- عالمی، فرامرز و حسینی هاشمی، بهرخ؛ "مقایسه قابهای

مهاربندی شده زانویی با هم مرکز"، *زلزله شناسی و مهندسی*

*زلزله*، سال سوم، شماره اول، ۸-۱۴، ۱۳۷۹.

9- FEMA-356 (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC

10- Zhen, H. ; Qing-song, L.; Long-zhu, C. "Elastoplastic analysis of knee bracing frame", *Zhejiang University Science*, 6A (8), pp. 784-789, 2005.

11- SAC (1997). "Protocol for fabrication, inspection, testing and documentation of beam-column connection test and other experimental specimens." *SAC Rep. SAC/BD-97/02, SAC Joint Venture*, Sacramento, Calif.

12- Seyed Mehdi Zahrai and Meysam Jalali. "Experimental and analytical investigations on seismic behavior of ductile steel knee braced frames", *Steel and Composite Structures*, 2014, Vol. 16, No. 1, 1-21

13- F. Nateghi-Alahi, M. Khazaei-Poul, "Experimental study of steel plate shear walls with infill plates strengthened by GFRP laminates". *Journal of Constructional Steel Research*, 78 (2012) 159-172

## ۷- مراجع

1- Roeder, C.W. and Popov.E.P. "Eccentrically braced frames for earthquakes" *Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers*, 104 (ST3), 391-412 (1978a)

2- 4. Aristizabal-Ochoa, J. D. "Disposable Knee Bracing: Improvement in Seismic Design of Steel Frames" *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 112(7), 1544-1552. (1986)

3- Engelhardt, M.D.; Popov, E.P. "On design of eccentrically braced frames", *Earthquake Spectra*, No. 5, 3, pp. 495-511, 1989.

4- Okazaki, T.; Arce, G.; Ryu, G.; Engelhardt, M.D. "Recent research on link performance in steel eccentrically braced frames", *13th world conference on earthquake engineering*, Canada, pp. 302. 2004.

5- Richards, P.W.; Uang C.M. "Effect of flange width-thickness ratio on eccentrically braced frame link cyclic rotation capacity", *Structural Engineering*, No. 131, 10, pp. 1546-1552, 2005.

6- Richards, P.W.; Uang C.M. "Testing protocol for short links in eccentrically braced frames", *Structural Engineering*, No. 132, 8, pp. 1183-1191, 2006